

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА имени А. Н. Бекетова**

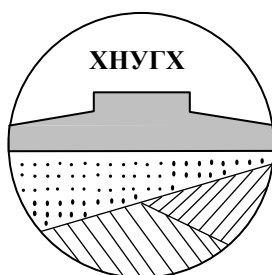
МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по дисциплине

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ

*(для студентов всех форм обучения
направления подготовки 6.060101 – Строительство)*



**Харьков
ХНУГХ им. А. Н. Бекетова
2015**

Методические указания и задания к выполнению курсового проекта по учебной дисциплине «Основания и фундаменты». Методика выполнения (для студентов всех форм обучения направления подготовки 6.060101 – Строительство) / Харьков. нац. ун-т гор. хоз-ва им. А. Н. Бекетова, сост.: М. Ф. Бронжаев, Е. А. Яковлев, М. Г. Мишурова. – Харьков: ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2015. – 68 с.

Составители: к. т. н., доц. М. Ф. Бронжаев, к. т. н., доц. Е. А. Яковлев,
М. Г. Мишурова

Рецензент: к. т. н., доц. Т. В. Мишурова, ООО «АМТ» СТРОЙПРОЕКТ»

*Рекомендовано кафедрой «Механика грунтов, фундаменты и инженерная геология,
протокол № 14 от 15.04.2015 г.*

СОДЕРЖАНИЕ

1	Общие указания к выполнению курсового проекта	5
2	Состав и объем курсового проекта	6
2.1	Цель и состав проекта	6
2.2	Архитектурно-планировочное задание (исходные данные)	6
2.3	Данные инженерно-геологических изысканий	6
2.4	Расчёт фундаментов на естественном основании	7
2.5	Расчёт свайного фундамента	7
2.6	Графическая часть проекта	7
3	Инженерно-геологические изыскания	8
3.1	Привязка здания к топографической карте строительной площадки	8
3.2	Построение геологического разреза	9
3.3	Определение физико-механических характеристик грунтов и составление сводной таблицы	10
4	Расчет фундамента на естественном основании	18
4.1	Исходные данные	18
4.2	Определение глубины заложения фундамента	18
4.2.1	Определение расчетной глубины сезонного промерзания грунта	18
4.2.2	Учет конструктивных особенностей здания	21
4.2.3	Оценка грунтовой толщи как естественного основания	24
4.3	Расчет размеров ширины подошвы фундамента на естественном основании	25
4.3.1	Исходные данные	25
4.3.2	Расчет условной ширины подошвы фундамента	26
4.3.3	Определение расчетного сопротивления грунта	26
4.3.4	Основная расчётная схема фундамента	29
4.3.5	Определение степени внецентренности приложения нагрузки и рациональной формы подошвы фундамента	30
4.3.6	Конструирование фундаментов (окончательное)	32
4.4	Проверка напряжений под подошвой фундамента	35
4.4.1	Центрально нагруженный фундамент	35
4.4.2	Внецентренно нагруженный фундамент	35
4.5	Расчет осадки фундамента	36

5	Расчет свайных фундаментов	44
5.1	Исходные данные	44
5.2	Расчет требуемой длины свай	44
5.3	Определение расчетной нагрузки на одну сваю	46
5.4	Определение предварительного количества свай в ростверке	49
5.5	Конструирование ростверка	50
5.6	Уточнение количества свай в ростверке	51
5.7	Определение фактической нагрузки на сваю	52
5.8	Расчет свайного фундамента по деформациям. Расчет по варианту 1	52
5.8.1	Проверка величин нормальных напряжений по подошве условного свайного фундамента	54
5.8.1.1	Определение расчетного сопротивления грунта	54
5.8.1.2	Проверка напряжений под подошвой условного свайного фундамента	54
5.8.1.3	Расчет осадки свайного фундамента	55
5.8.2	Расчет осадки свайного фундамента. Расчет по варианту 2	55
6	Подбор фундаментных балок (рандбалок)	63
	Приложение 1. Геологический разрез	65
	Приложение 2. Компонировка рабочего чертежа фундаментов	66
	Список литературы	67

1 Общие указания к выполнению курсового проекта

В настоящих методических указаниях показаны методики для расчета и проектирования фундаментов малозаглубленных, мелкого заложения (на естественном основании) и фундаментов глубокого заложения (свайных) в рамках выполнения проекта по курсу "Основания и фундаменты" для студентов строительных специальностей направления подготовки 6.060101 – Строительство. Методические указания содержат также индивидуальные задания с исходными данными для выполнения проекта.

На первом занятии студенты получают от преподавателя бланк с индивидуальным вариантом. Согласно индивидуальному варианту задания студент выполняет курсовой проект.

Получив персональное задание, студент обязан уяснить поставленную перед ними задачу, детально ознакомившись с методическими указаниями. В этом им помогут лекции по курсу и практические занятия, проводимые руководителем проекта.

Приступив к выполнению курсового проекта, студент обязан:

- соблюдать график поэтапного выполнения задания, определяемый руководителем проекта;
- самостоятельно работать с литературой, рекомендованной для изучения в методических указаниях;
- предъявлять по требованию руководителя выполненную часть работы.

2 Состав и объем курсового проекта

2.1 Цель и состав проекта

Целью проекта является:

- разработка варианта фундаментов малозаглубленных и мелкого заложения (на естественном основании);
- разработка варианта фундаментов глубокого заложения (свайных) для этого же здания, возводимого на слабых грунтах.

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и одного листа чертежа (формат А-1).

В расчетно-пояснительной записке последовательно освещаются следующие вопросы.

2.2 Архитектурно-планировочное задание (исходные данные)

- Данные о сооружении (тип и назначение, схематичное изображение на плане и в разрезе).
- Горизонтальная привязка сооружения к заданной оси на топографическом плане строительной площадки.
- Конструктивное задание (нагрузки и исходные грунтовые условия).

2.3 Данные инженерно-геологических изысканий

- Расположение на площадке строительства буровых скважин.
- Литологический состав грунтов с расчётами физико-механических характеристик и классификацией песчаных грунтов по плотности сложения, водонасыщению, а пылевато-глинистых – по виду и консистенции.
- Построение двух геологических разрезов для заданных типов грунтовых условий (под фундаменты на естественном основании и свайные).
- Составление двух сводных таблиц физико-механических характеристик.

2.4 Расчёт фундаментов на естественном основании

Осуществление анализа грунтового основания, определение глубины заложения и конструирование размеров фундаментов. Выполнение необходимых проверок. Расчёт максимальных и относительных осадок проектируемых фундаментов.

2.5 Расчёт свайного фундамента

Определение глубины погружения, несущей способности одиночной сваи и их необходимого количества. Конструирование ростверка, определение фактической нагрузки на одиночную сваю и расчёт свайного фундамента по деформациям.

2.6 Графическая часть проекта

Выполняется на листе чертежной бумаги формата А-1. Эта часть проекта включает в себя: план фундаментов на естественном основании (масштаб 1:100, 1:200); для сборных фундаментов приводят раскладку фундаментных плит и блоков, монолитных участков (масштаб 1:25–1:50); укрупнённые фрагменты планов отдельных фундаментов и их сечения (масштаб 1:20, 1:25); совмещенный план свайного поля и ростверков; сечения свайных фундаментов; спецификации сборных элементов, монолитных фундаментов на естественном основании и свайных; примечания к чертежу.

3 Инженерно-геологические изыскания

3.1 Привязка здания к топографической карте строительной площадки

В архитектурно-планировочное задание на проектирование входит фрагмент генплана, на котором показана привязка планируемого здания или сооружения на местности.

Этап инженерно-геологических изысканий начинаем с планирования мест расположения буровых скважин (или шурфов) в районе площадки строительства для получения достоверных данных о составе и свойствах грунтов, залегающих в основании планируемого здания или сооружения.

На принятом по заданному варианту курсового проекта фрагменте топографического плана площадки строительства осуществляем привязку проектируемого здания к одной из заданных осей I-I...III-III (согласно варианту курсового задания). При этом заданную ось I-I...III-III совмещаем с осью симметрии основной части проектируемого здания.

Схему здания принимаем по варианту индивидуального задания на проектирование [11].

Привязку к плану 4-х буровых разведочных скважин осуществляем, расположив их, к примеру, по условному прямоугольнику вокруг здания, отступив от углов по 1,5 м в каждом направлении.

Далее необходимо определить интерполяционным методом по горизонталям топографической карты задания [4] абсолютные отметки устьев разведочных скважин № 1-4 и показать их на плане. Также следует рассчитать длину ($L_{зд}$), ширину ($B_{зд}$) здания и расстояния между отдельными геологическими скважинами по формулам $L = L_{зд} + 2 \times 1,5\text{м}$ и $B = B_{зд} + 2 \times 1,5\text{м}$.

Пример возможной привязки здания к местности показан на рисунке 1.

В пояснительной записке курсового проекта графическое изображение фрагмента привязки здания к местности показать на формате А-4.

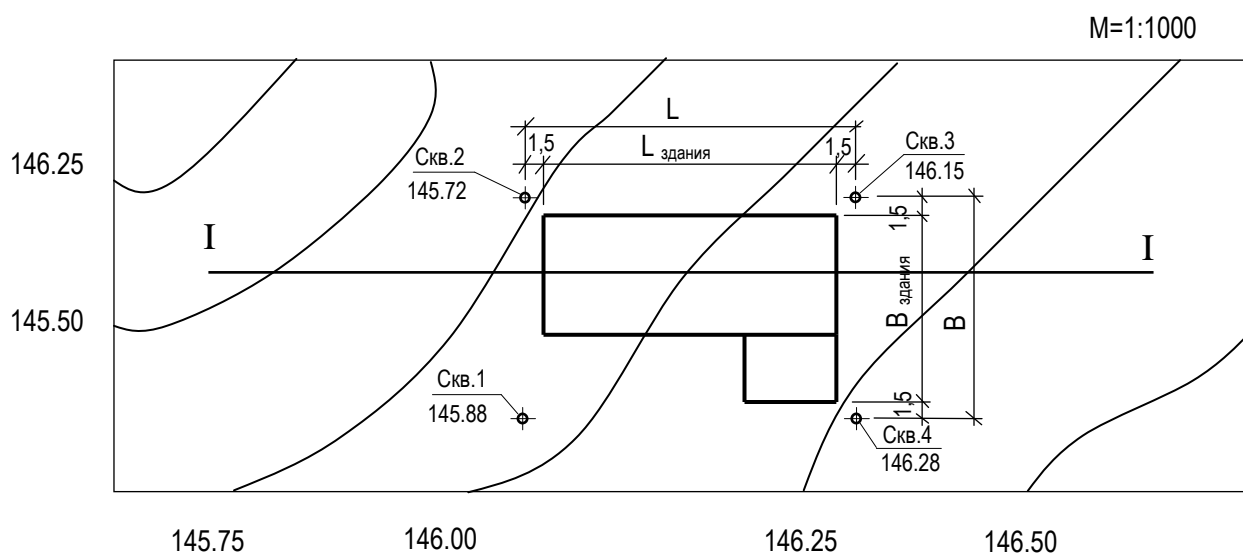


Рисунок 1 – Привязка здания и инженерно-геологических разведочных скважин к топографической карте района строительства

3.2 Построение геологического разреза

Геологический разрез строим на листе миллиметровки (форматом А3) по исходным данным бурения 4-х скважин, приведенным в [11] и плану расположения инженерно-геологических скважин, разработанному согласно п. 3.1.

С точки зрения построения, геологический разрез представляет собой проекцию геологических структур на вертикальную плоскость, пересекающую грунтовую толщу площадки строительства через стволы разведочных скважин.

Отдельные слои горных пород на разрезе изображают в соответствии принятым условным обозначениям задания на проектирование [6, 11] литологических разновидностей грунтов.

На чертеже указывают абсолютные отметки глубин расположения границ каждого отдельного инженерно-геологического элемента (ИГЭ), показывают уровень расположения подземных вод.

Все геологические слои нумеруются сверху вниз.

Показать места отбора образцов грунта для лабораторных исследований и глубины их отбора в метрах от устья скважины.

Пример графического изображения геологического разреза показан на рисунке 29 Приложения 1.

3.3 Определение физико-механических характеристик грунтов и составление сводной таблицы

Сводную таблицу литологического состава и физико-механических характеристик грунтов составляем на основании физических характеристик, принятых по исходным данным индивидуального задания и расчетным, а также механических характеристик, определяемых по таблицам нормативной литературы [2, 5, 6], пример смотреть в таблице 1.

Физические характеристики, определяемые опытным путем

- Влажность грунтов, w , % или в д.е.
- Удельный вес грунта, γ , кН/м³.
- Удельный вес частиц, γ_s , кН/м³.
- Влажность на границе раскатывания, w_p , %.
- Влажность на границе текучести, w_L , %.

Физические характеристики, определяемые расчетом

- Удельный вес сухого грунта, $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$, кН/м³.
- Коэффициент пористости, $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$.
- Пористость, $n = (1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}) 100\%$, %.
- Удельный вес грунта взвешенного в воде, $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$, кН/м³.
- Число пластичности, $I_p = w_L - w_p$, %.

Таблица 1 – Физико-механические характеристики грунтов для фундаментов на естественном основании

№ инж.-геол. элемента	Наименование элемента	Влажность природная, w , %	Влажность на границе пластичности, w_p , %	Влажность на границе текучести, w_L , %	Число пластичности, I_p , %	Показатель текучести I_L	Удельный вес грунта γ_d , кН/м ³	Удельный вес частиц, γ_s , кН/м ³	Удельный вес сухого грунта, γ_a , кН/м ³	Коефф. пористости e	Пористость n , %	Степень влажности S_r	Удельный вес грунта взвешенного в воде, γ_{sb} , кН/м ³	Угол внутреннего трения ϕ , градусы	Удельное сцепление C , кПа	Модуль деформации в естествен. состоянии, E , МПа	Условное расчетное сопротивление, R_0 , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ИГЭ-1	Почвенно-растительный слой	К использованию в качестве естественного основания не рекомендуется															
ИГЭ-2	Песок мелкий, желтовато-серый, маловлажный																
ИГЭ-3	Супесь светло-коричневая, пластичная																
ИГЭ-4	Суглинок бурый, карбонатный, твердый																
ИГЭ-5	Глина бурая с прожилками карбонатов, тугопластичная																

Примечание: 1. Данные таблицы 1 заполняем в соответствии с индивидуальным заданием на проектирование [11];
 2. Сводная таблица для проектирования свайных фундаментов имеет аналогичный характер;
 3. Недостающие данные механических характеристик грунтов взять из нормативных таблиц [2].

- Показатель текучести, $I_L = \frac{w - w_P}{I_P}$.
- Степень влажности, $S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$,

где значения влажности (w) подставляются в долях единицы; γ_w - удельный вес воды, равный 10 кН/м^3 .

В процессе расчета физических характеристик грунтов должна быть выполнена их классификация в соответствии с требованиями нормативной литературы [2, 5, 6], либо таблиц, приведенных ниже, а именно:

- пылевато-глинистых грунтов по виду – согласно таблице 2;
- песчаных грунтов по водосодержанию – таблице 3;
- пылевато-глинистых грунтов по консистенции – таблице 4;
- песчаных грунтов по плотности сложения – таблице 5.

Таблица 2 – Классификация пылевато-глинистых грунтов по виду

Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности I_P , %	Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности I_P , %
Супеси Суглинки	$1 \leq I_P \leq 7$ $7 < I_P \leq 17$	Глины	$I_P > 17$

Таблица 3 – Классификация песчаных грунтов по водосодержанию

Разновидность крупнообломочных и песчаных грунтов по степени влажности	Степень влажности, S_r
Маловлажные Влажные Насыщенные водой	$0 < S_r \leq 0,5$ $0,5 < S_r \leq 0,8$ $0,8 < S_r \leq 1$

Таблица 4 – Классификация пылевато-глинистых грунтов по консистенции

Разновидности пылевато-глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супеси:	
твердые	$I_L < 0$
пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
твердые	$I_L < 0$
полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
текучие	$I_L > 1$

Таблица 5 – Классификация песчаных грунтов по плотности сложения

Вид песков	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
По коэффициенту пористости e			
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Пески мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Механические характеристики

Определение механических характеристик c_n , φ_n , E (нормативное значение) грунтов осуществляем в соответствии с требованиями нормативной литературы [2, 5, 6] либо таблиц, приведенных ниже, в том числе:

Песчаных грунтов:

- удельное сцепление c_n , кПа, угол внутреннего трения φ_n , град и модуль деформации, E , МПа, согласно таблице 6;
- условное расчетное сопротивление грунтов, R_0 , кПа, согласно таблице 7;

Пылевато-глинистых грунтов:

- удельное сцепление c_n , кПа и угол внутреннего трения φ_n , град, согласно таблице 9;
- модуль деформации, E , МПа, согласно таблице 10;
- условное расчетное сопротивление грунтов, R_0 , кПа, согласно таблице 8.

Таблица 6 – Нормативные механические характеристики c_n , φ_n , E для песчаных грунтов

Наименование песчаных грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2 (0,02)	1 (0,01)	—	—
	φ_n	43	40	38	—
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	—
Средней крупности	c_n	3 (0,03)	2 (0,02)	1 (0,01)	—
	φ_n	40	38	35	—
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	—
Мелкие	c_n	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)	—
	φ_n	38	36	32	28
	E	48 (480)	38 (380)	28 (280)	18 (180)
Пылеватые	c_n	8 (0,08)	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)
	φ_n	36	34	30	26
	E	39 (390)	28 (280)	18 (180)	11 (110)

Таблица 7 – Условное расчетное сопротивление песчаных грунтов

Пески	Значение R_0 , кПа (кгс/см ²), в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600 (6)	500 (5)
Средней крупности	500 (5)	400 (4)
Мелкие:		
маловлажные	400 (4)	300 (3)
влажные и насыщенные водой	300 (3)	200 (2)
Пылеватые:		
маловлажные	300 (3)	250 (2,5)
влажные	200 (2)	150 (1,5)
насыщенные водой	150 (1,5)	100 (1)

Таблица 8 – Условное расчетное сопротивление пылевато-глинистых грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа (кгс/см ²), при показателе текучести грунта	
		$I_L=0$	$I_L=1$
Супеси	0,5	300 (3)	300 (3)
	0,7	250 (2,5)	200 (2)
Суглинки	0,5	300 (3)	250 (2,5)
	0,7	250 (2,5)	180 (1,8)
	1,0	200 (2)	100 (1)
Глины	0,5	600 (6)	400 (4)
	0,6	500 (5)	300 (3)
	0,8	300 (3)	200 (2)
	1,1	250 (2,5)	100 (1)

В расчетах оснований и фундаментов по деформациям грунтовые характеристики обозначаются: ρ_p , γ_p , ϕ_p , c_p и т.д., а их расчетные значения допускается принимать равными нормативным.

Таблица 9 – Нормативные механические характеристики c_n , φ_n для пылевато-глинистых грунтов

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	21 (0,21) 30	17 (0,17) 29	15 (0,15) 27	13 (0,13) 24	— —	— —	— —
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	19 (0,19) 28	15 (0,15) 26	13 (0,13) 24	11 (0,11) 21	9 (0,09) 18	— —	— —
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	47 (0,47) 26	37 (0,37) 25	31 (0,31) 24	25 (0,25) 23	22 (0,22) 22	19 (0,19) 20	— —
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n φ_n	39 (0,39) 24	34 (0,34) 23	28 (0,28) 22	23 (0,23) 21	18 (0,18) 19	15 (0,15) 17	— —
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	— —	— —	25 (0,25) 19	20 (0,20) 18	16 (0,16) 16	14 (0,14) 14	12 (0,12) 12
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	— —	81 (0,81) 21	68 (0,68) 20	54 (0,54) 19	47 (0,47) 18	41 (0,41) 16	36 (0,36) 14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n φ_n	— —	— —	57 (0,57) 18	50 (0,50) 17	43 (0,43) 16	37 (0,37) 14	32 (0,32) 11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	— —	— —	45 (0,45) 15	41 (0,41) 14	36 (0,36) 12	33 (0,33) 10	29 (0,29) 7

Происхождение и возраст грунтов			Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Модуль деформации грунтов E , МПа (кгс/см ²), при коэффициенте пористости e , равном										
					0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения	Аллювиальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	—	32(320)	24(240)	16(160)	10(100)	7(70)	—	—	—	—	—	
		Делювиальные Озерные Озерно-аллювиальные	Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	34(340)	27(270)	22(220)	17(170)	14(140)	11(110)	—	—	—	—
	$0,25 < I_L \leq 0,5$			—	32(320)	25(250)	19(190)	14(140)	11(110)	8(80)	—	—	—	—	
	$0,5 < I_L \leq 0,75$			—	—	—	17(170)	12(120)	8(80)	6(60)	5(50)	—	—	—	
	Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	—	28(280)	24(240)	21(210)	18(180)	15(150)	12(120)	—	—	—	—	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	—	—	21(210)	18(180)	15(150)	12(120)	9(90)	—	—	—	—	
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	—	—	—	—	15(150)	12(110)	9(90)	7(70)	—	—	—	—	
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	—	33(330)	24(240)	17(170)	11(110)	7(70)	—	—	—	—	—	
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	40(400)	33(330)	27(270)	21(210)	—	—	—	—	—	—	—
			$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	—	35(350)	28(280)	22(220)	17(170)	14(140)	—	—	—	—	—	—
	$0,5 < I_L \leq 0,75$		—	—	—	17(170)	13(130)	10(100)	7(70)	—	—	—	—	—	
	Моренные	Супеси Суглинки	$I_L \leq 0,5$	75(750)	55(550)	45(450)	—	—	—	—	—	—	—	—	
Юрские отложения оксфордского яруса	Глины	$0,25 \leq I_L \leq 0$	—	—	—	—	—	—	27(270)	25(250)	22(220)	—	—		
		$0 < I_L \leq 0,25$	—	—	—	—	—	—	24(240)	22(220)	19(190)	15(150)	—		
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	—	—	—	—	—	—	—	16(160)	12(120)	10(100)		

4 Расчет фундамента на естественном основании

4.1 Исходные данные

1. Район строительства.
2. Архитектурные объемно-планировочные решения, в том числе:
 - длина, ширина, высота здания, наличие подвала, глубина заложения пола подвала;
 - назначение здания, назначение подвала;
 - размеры основных конструктивных элементов (размеры в плане колонн, ширина стен);
 - тип перекрытий.
3. Нагрузки на верхний обрез фундамента: N_{II} ; M_{II} ; T_{II} .
4. Грунтовые условия до глубины 10–15 м (геологическая колонка, таблица физических характеристик грунтов).

4.2 Определение глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундамента на естественном основании должна приниматься на основании требований нормативной литературы [2, 4, 5], исходя из следующих основных моментов:

- конструктивных особенностей возводимого сооружения (наличия подвала, унифицированных особенностей сборных элементов фундаментов, модульности частей монолитных фундаментов и др.) $d_{кон}$;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтового основания);
- минимальной величины глубины заложения фундаментов, $d_{min}=0,5$ м;
- гидрогеологических условий площадки строительства;
- глубины сезонного промерзания грунтов d_f .

4.2.1 Определение расчетной глубины сезонного промерзания грунта

Расчетную глубину сезонного промерзания грунта определить согласно формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}. \quad (1)$$

Значение коэффициента k_h определяем по таблице 11. Чтобы воспользоваться этой таблицей, необходимо знать конструкцию пола и нормативный температурный режим первого этажа либо подвального помещения.

Таблица 11 – Условное расчетное сопротивление песчаных грунтов

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1	1	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Величину нормативной глубины сезонного промерзания грунта - d_{fn} можно определить двумя способами:

$$\text{Способ 1 – по формуле } d_{fn} = d_o \cdot \sqrt{M_t}, \quad (2)$$

где d_o – величина, зависящая от вида грунта, расположенного под подошвой проектируемого фундамента и принимаемая для суглинков – 0,23 м; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,3м; крупнообломочных грунтов – 0,34 м. В качестве грунтового слоя, расположенного под подошвой фундамента, следует принять предварительно слой, залегающий на глубине: – 2м (для бесподвальных зданий) и 4м (для здания, либо его части, имеющих подвал).

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зимний период в районе строительства, принимаем по [4].

Способ 2 – по карте изогипс – нормативных глубин промерзания грунтов (способ применим, если под подошвой проектируемых фундаментов расположены пылевато-глинистые грунты), согласно [4] либо на рисунке 2. Цифры по краям изогипс показывают величины нормативных глубин промерзания грунтов в сантиметрах.

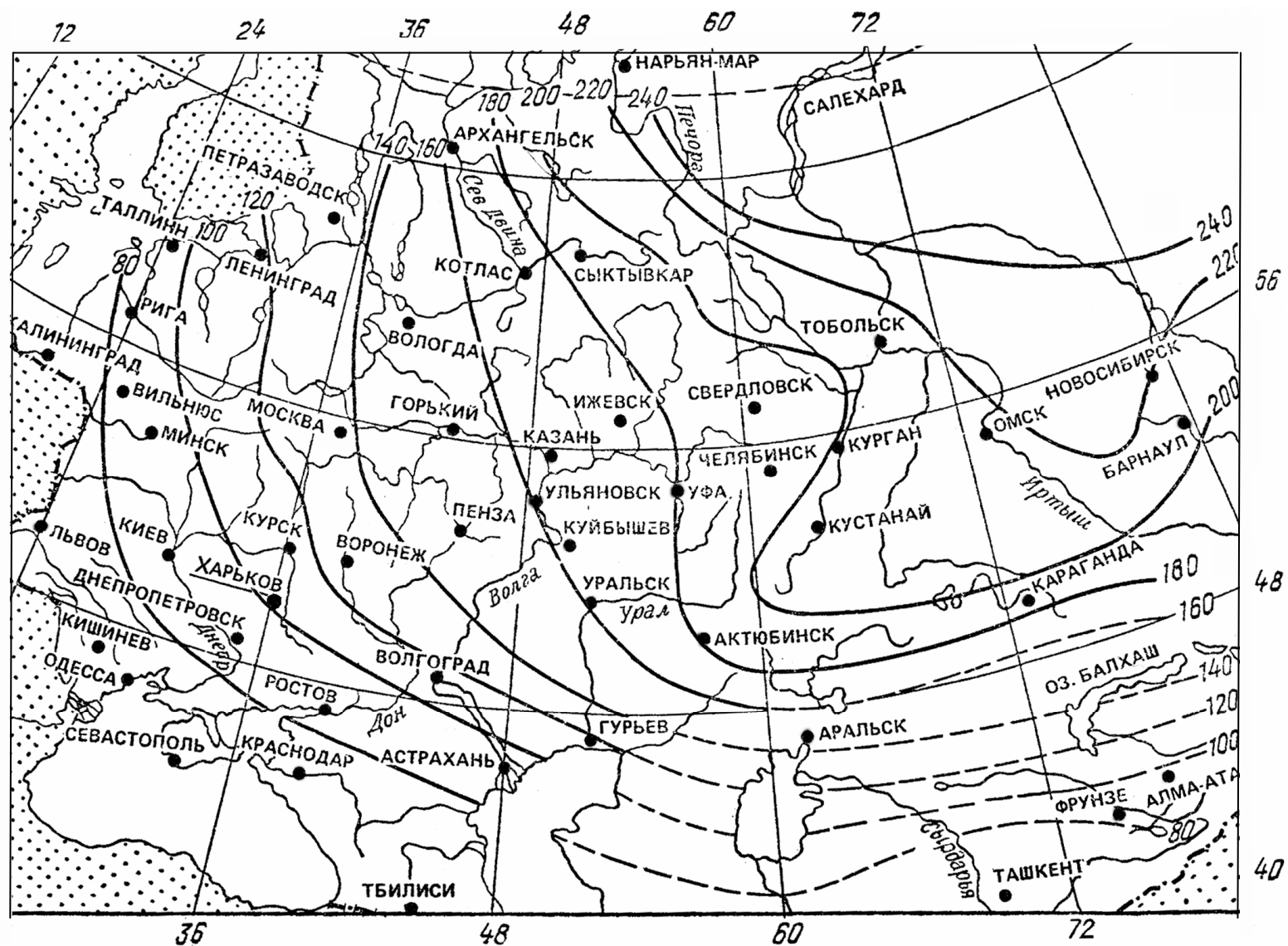


Рисунок 2 – Карта изогипс нормативных глубин сезонного промерзания пылевато-глинистых грунтов

4.2.2 Учет конструктивных особенностей здания

На данном этапе проектирования осуществляем предварительное конструирование фундаментов в вертикальном разрезе. Тип и размеры фундамента принимаем в зависимости от конструктивных особенностей надземной части здания, объёмно-планировочных решений по подземной части, действующих сортаментов сборных элементов фундаментов, требований к модульности размеров отдельных частей монолитных фундаментов, расположению уровня горизонтальной гидроизоляции и пола подвала относительно подошвы фундамента и др. Ориентировочное конструирование можно выполнить в соответствии с рисунками 3 – 7.

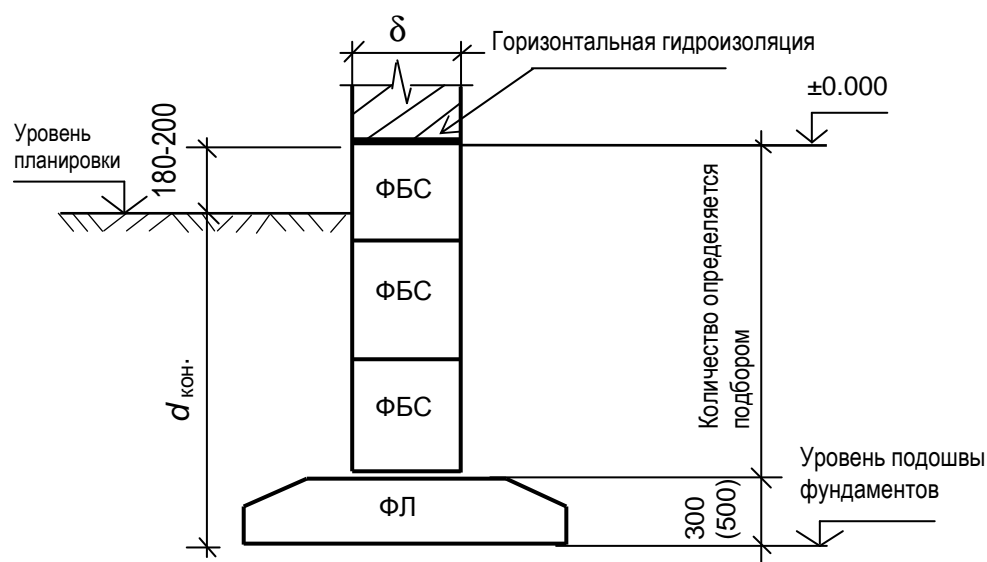


Рисунок 3 – Предварительное конструирование ленточного фундамента. Вариант сборный, без подвала

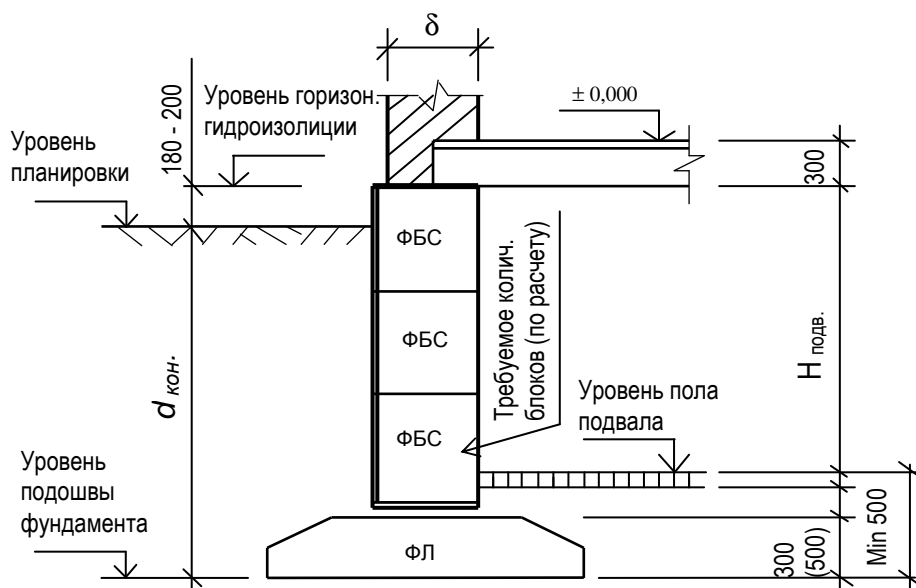


Рисунок 4 – Предварительное конструирование ленточного фундамента. Вариант сборный, с подвалом

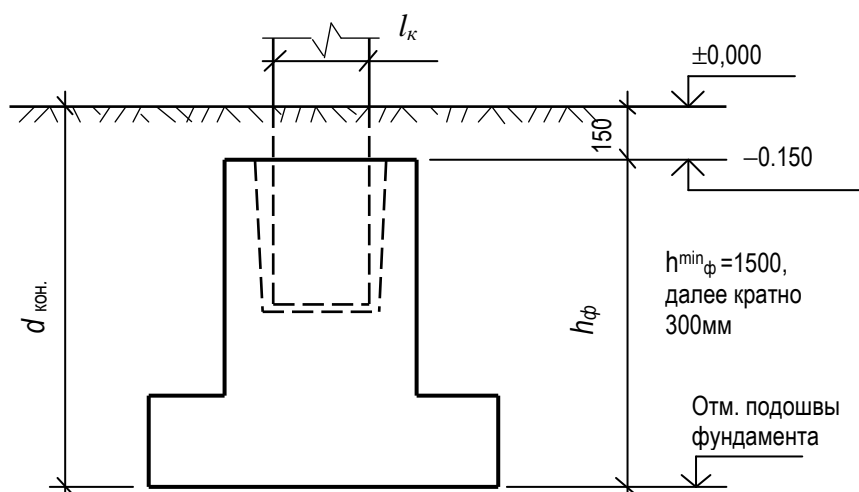


Рисунок 5 – Предварительное конструирование отдельного (столбчатого), монолитного фундамента под сборную железобетонную колонну. Вариант – без подвала

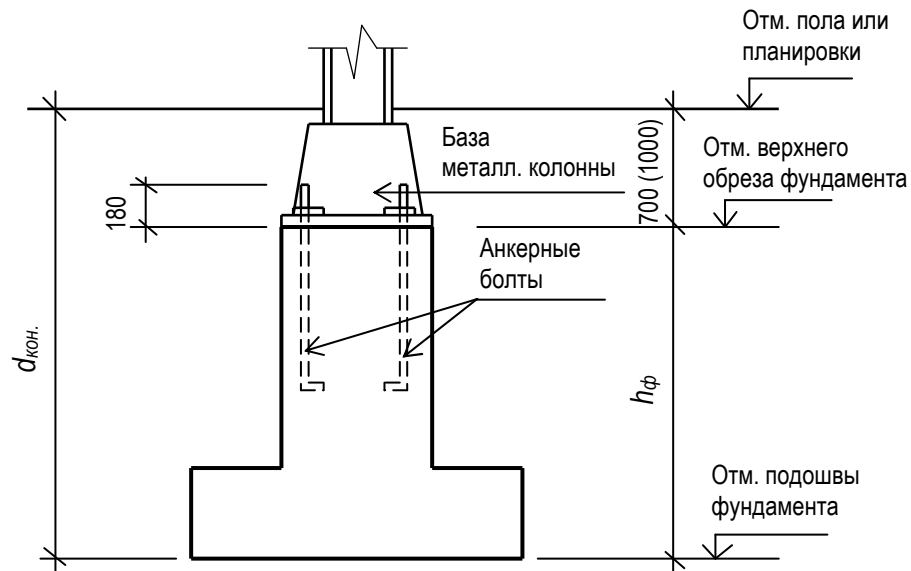


Рисунок 6 – Предварительное конструирование отдельного (столбчатого), монолитного фундамента под металлическую колонну. Вариант – без подвала

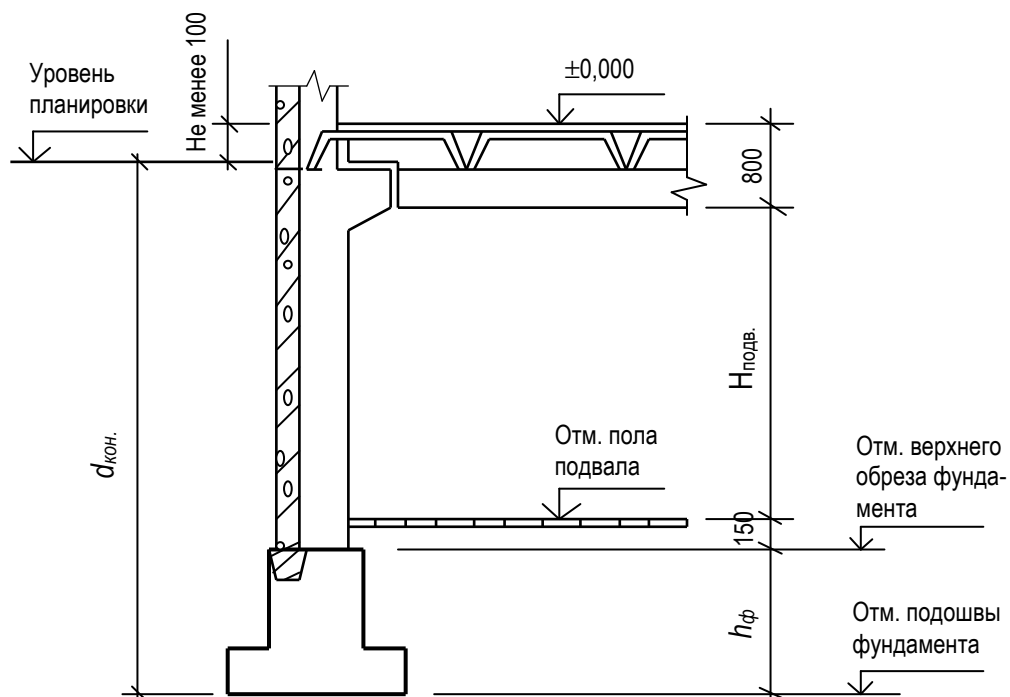


Рисунок 7 – Предварительное конструирование отдельного (столбчатого), монолитного фундамента под сборную железобетонную колонну. Вариант – с подвалом

Искомая величина глубины заложения фундамента должна быть больше любого из найденных значений: d_f , $d_{кон.}$, d_{min} , т.е. должно выполняться условие $d / d_f / d_{кон} / d_{min}$.

4.2.3 Оценка грунтовой толщи как естественного основания

После установления глубины заложения фундамента d осуществляем проверку допустимости использования подстилающих грунтов в качестве естественного основания.

Оценку строительных свойств грунтового основания проектируемых фундаментов производим по данным, взятым из построенного геологического разреза (рис. 27) и сводной таблицы 1 физико-механических характеристик грунтов.

Для выполнения оценки свойств основания фундаментов следует:

- 1) исключить из рассмотрения на геологическом разрезе геологические слои, обладающие плодородием (почвенно-растительный слой);
- 2) обозначить на геологическом разрезе условную «красную» линию планировки (рис. 8);
- 3) от линии планировки отложить вниз в соответствующем масштабе величину установленной глубины заложения фундамента – d и провести горизонтальную линию. Эта линия покажет положение подошвы проектируемых фундаментов относительно напластования грунтов на площадке строительства;
- 4) проверить свойства грунтов, расположенных под подошвой проектируемого фундамента, на возможность их использования в качестве естественного основания по данным таблицы 12.

Если под подошвой проектируемого фундамента оказывается грунт из таблицы 12, то следует скорректировать величину d – углубить заложение подошвы фундамента до геологического слоя с более высокими значениями механических характеристик.

Пример подобной проверки с графическим построением приведен на рисунке 8.

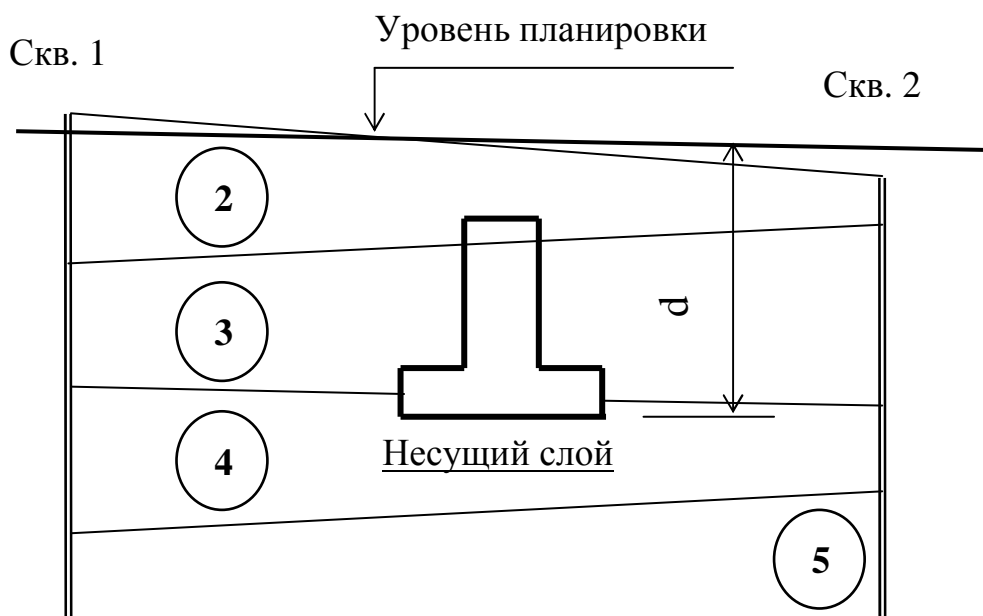


Рисунок 8 – К установлению несущего слоя грунтового основания проектируемого фундамента

Таблица 12 – Перечень грунтов не рекомендованных для использования в качестве естественного основания

№№ п/п	Вид грунта, состояние	Причина
1	Гумусированные грунты (почвы, культурный слой)	Подвержены биохимическому разложению, сильносжимаемые
2	Органогенные грунты (торфы, илы, сапропели)	Подвержены биохимическому разложению, сильносжимаемые
3	Просадочные грунты	Способность к сверхнормативным неравномерным просадкам
4	Сильносжимаемые грунты с $E < 5 \text{ МПа}$	Способность к существенным осадкам
5	Рыхлые пески с коэффициентом пористости, $e > 0,8$	Способность к существенным осадкам
6	Разуплотненные грунты с $\gamma < 16,5 \text{ кН/м}^3$	Способность к существенным осадкам
7	Плывуны	Малопрочные грунты
8	Пылевато-глинистые, текучепластичные и текучей консистенции с $I_L / 0,75$	Малопрочные грунты
9	Насыпные грунты, содержащие строительный мусор	Способность к сверхнормативным неравномерным осадкам

4.3 Расчет размеров ширины подошвы фундамента на естественном основании

4.3.1 Исходные данные

- Нагрузки на фундамент N_{II} , M_{II} , T_{II} приведены в [11].
- Предварительная расчетная схема фундамента (с учетом принятой величины d).

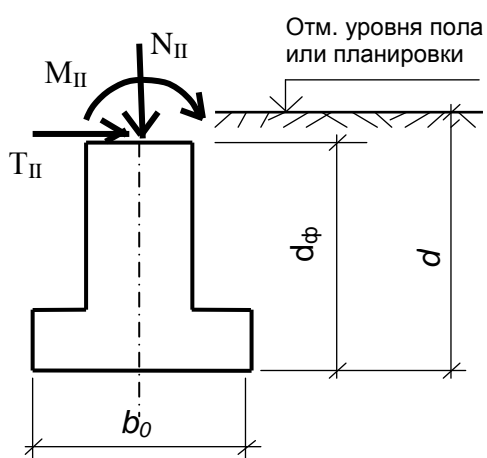


Рисунок 9 – Предварительная расчетная схема фундамента на естественном основании

4.3.2 Расчет условной ширины подошвы фундамента

Условную ширину подошвы ленточного фундамента рассчитываем по формуле:

$$b_o = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{mt} \cdot d}, \quad (3)$$

где γ_{mt} – усредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его ступенях, равное 20 кН/м³; R_o – условное расчетное сопротивление грунта, расположенного непосредственно под подошвой фундамента (из сводной таблицы 1 физико-механических характеристик грунтов).

Условную ширину подошвы отдельного (столбчатого) фундамента рассчитываем по формуле:

$$b_o = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{mt} \cdot d}}. \quad (4)$$

4.3.3 Определение расчетного сопротивления грунта

Расчетное сопротивление R для слоя грунта, расположенного под подошвой рассчитываемого фундамента определяем по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M \gamma^k z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right], \quad (5)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые согласно нормативной литературе [2] или по таблице 13. Для определения коэффициентов потребуется вычислить отношение длины здания к высоте – L/H.

Таблица 13 – Коэффициенты условий работы для формулы R

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Коэффициент k в курсовом проекте принять равным 1,1.

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c определяем согласно нормативной литературе [2], или по таблице 14 в зависимости от величины угла внутреннего трения φ слоя грунта, расположенного непосредственно под подошвой фундамента.

Таблица 14 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,0	3,14	24	0,72	3,87	6,45
1	0,01	1,06	3,23	25	0,78	4,11	6,67
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
3	0,04	1,18	3,41	27	0,91	4,64	7,14
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
5	0,08	1,32	3,61	29	1,06	5,25	7,67
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
7	0,12	1,47	3,82	31	1,24	5,95	8,24
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
9	0,16	1,64	4,05	33	1,44	6,76	8,88
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
11	0,21	1,83	4,29	35	1,68	7,71	9,58
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
13	0,26	2,05	4,55	37	1,95	8,81	10,37
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
15	0,32	2,30	4,84	39	2,28	10,11	11,25
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
17	0,39	2,57	5,15	41	2,66	11,64	12,24
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
19	0,47	2,89	5,48	43	3,12	13,46	13,37
20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
21	0,56	3,24	5,84	45	3,66	15,64	14,64
22	0,61	3,44	6,04				
23	0,69	3,65	6,24				

Для бесподвального варианта $d_1 = d$, а для здания с подвалом по формуле (6). Обозначения согласно схеме рисунка 10.

$$d_1 = h_S + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (6)$$

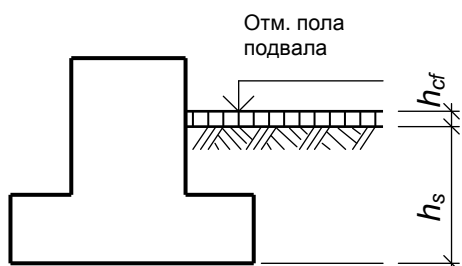


Рисунок 10 – Схема к расчету значения d_1 формулы (6)

Исходя из конструктивных особенностей зданий, согласно вариантам курсового проекта, ширины подошвы фундамента и подвала не превышают 10 и 20 м, соответственно, исходя из чего коэффициенты $k_z = 1$ и $d_b = 2$.

Вместо b вставить значение b_0 , полученное по формуле (3) или (4).

При наличии многослойного основания или грунта, расположенного выше подошвы фундамента, значение γ_{II} и γ'_{II} определяем как средневзвешенные по формуле:

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{IIi} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (7)$$

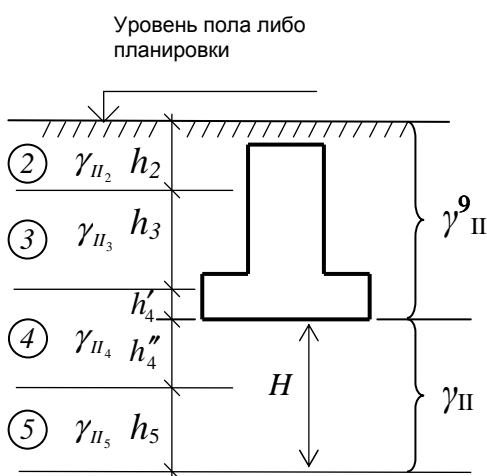


Рисунок 11 – Схема к расчету удельных весов грунта, расположенных выше и ниже подошвы фундамента по формуле (7)

Глубину влияния фундамента определим ориентировочно, как $H=6 \cdot b_0$.

Значения C_{II} и φ_{II} принять по данным таблицы 1 для слоя грунта, расположенного непосредственно под подошвой фундамента.

При бесподвальном варианте здания $d_b = 0$.

4.3.4 Основная расчётная схема фундамента

После определения условной ширины подошвы фундамента следует составить основную расчетную схему, выполнив расчет усилий, приложенных к точке пересечения вертикальной оси симметрии и плоскости подошвы фундамента - N , M , T .

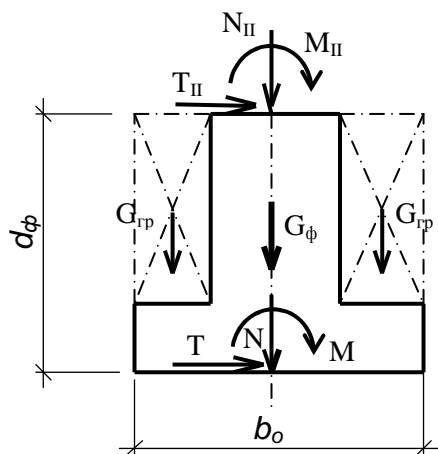


Рисунок 12 – Окончательная расчетная схема фундамента на естественном основании

$$N = N_{II} + G_{\phi} + G_{гр}, \quad (8)$$

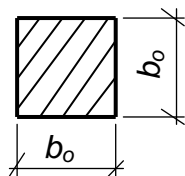
$$M = M_{II} \pm T_{II} \cdot d_{\phi}, \quad (9)$$

$$(G_{\phi} + G_{гр}) = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{mb}, \quad (10)$$

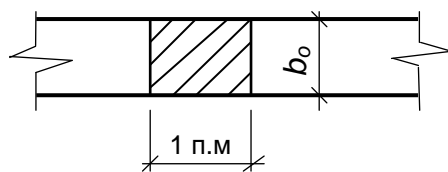
где A – расчетная площадь подошвы фундамента, принимаемая в зависимости от его типа.

Так:

- для отдельных (столбчатых) фундаментов $A = b_o^2 \text{ (м}^2\text{)}$;



- для ленточных фундаментов $A = b_o \text{ (м}^2\text{)}$, так как расчетная длина ленточного фундамента в плане равна 1 п.м.



4.3.5 Определение степени внецентренности приложения нагрузки и рациональной формы подошвы фундамента

Для определения степени внецентренности загрузки фундамента требуется рассчитать эксцентриситет приложенной нагрузки по формуле:

$$e = \frac{M}{N} . \quad (11)$$

При: $e / 0,033 \cdot b_o$ – фундамент считать внецентренно нагруженным;

$e < 0,033 \cdot b_o$ – центрально нагруженным.

Для центрально нагруженного отдельного фундамента рациональной формой подошвы в плане является квадратная, а для внецентренно нагруженных – прямоугольная, вытянутая в плоскости действия момента M (см. рис. 12). Расчет ширины подошвы фундаментов выполняем по формулам:

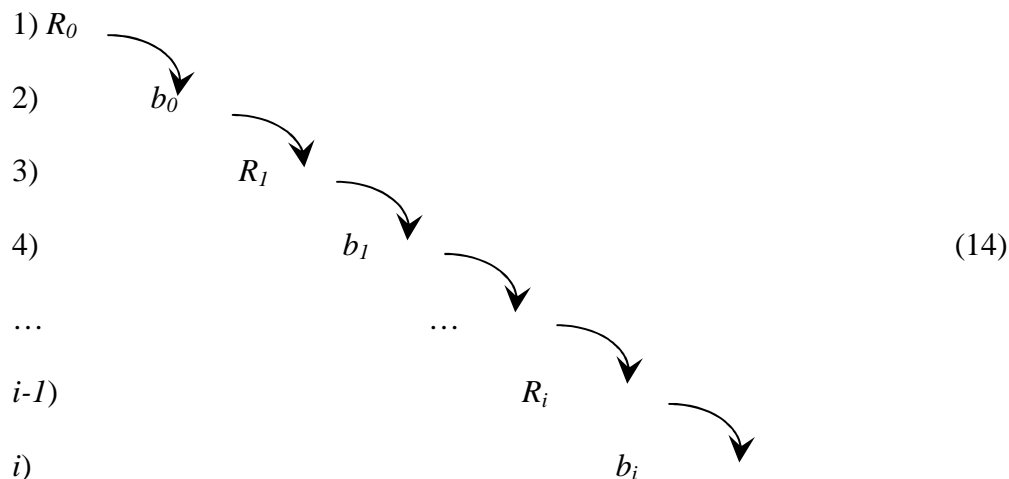
$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} \cdot d} - \text{ для ленточного фундамента;} \quad (12)$$

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta \cdot (R - \gamma_{mt} \cdot d)}} - \text{ для отдельного (столбчатого) фундамента,} \quad (13)$$

где R – расчетное сопротивление грунта, расположенного под подошвой фундамента, определенное по формуле (5); η – численный коэффициент, представляющий отношение сторон фундаментной плиты l/b и принимаемый для центрально нагруженного фундамента равным 1, а для внецентренно нагруженного в диапазоне 1,2...1,4.

Полученное по формулам (12-13) значение b нельзя считать достаточно точным, так как расчетное сопротивление R определено с использованием величины условной ширины подошвы фундамента b_0 . В то же время точное значение расчетного сопротивления R также необходимо для последующего выполнения обязательных проверок. Дальнейшее уточнение значений b и R осуществляем методом последовательных приближений.

В целом схема расчета по методу последовательных приближений может быть представлена поэтапно следующим образом:



Расчет цепочки взаимных уточнений b_i и R_i производится до тех пор, пока два последних значения b_i не станут отличаться друг от друга на величину меньшую или равную 0,1 м, т.е.

$$|b_i - b_{i-1}| \leq 0,1 \text{ м.} \quad (15)$$

Для внецентренно нагруженных фундаментов определим также длину подошвы по формуле

$$l = \eta \cdot b. \quad (16)$$

Полученные методом последовательных приближений значения ширины и длины подошвы фундамента (b и l) не являются окончательными и подлежат корректировке с учетом конструктивных требований к размерам элементов фундаментов либо спецификаций типовых сборных элементов.

Поэтому следующим этапом расчета является окончательное конструирование фундаментов.

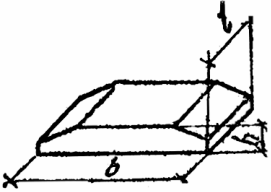
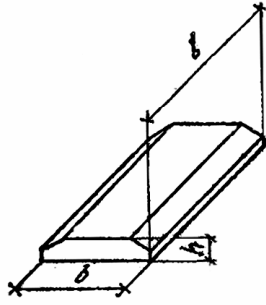
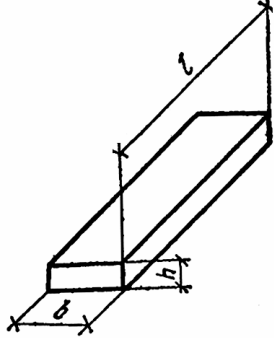
4.3.6 Конструирование фундаментов (окончательное)

При расчёте сборного ленточного фундамента осуществляем подбор конкретной сборочной марки фундаментной плиты (ФЛ) по спецификации выпускаемой продукции заводами железобетонных изделий. Пример спецификаций сборных железобетонных элементов для ленточных фундаментов приведен в таблицах 15 и 16. После подбора может измениться ширина подошвы и высота фундаментной подушки. При несоответствии принятой ранее высоте фундаментной подушки необходимо скорректировать выполненные расчеты.

Таблица 15 – Сортамент фундаментных стеновых блоков

Марка блока	Размеры блока, мм			Объем бетона, м³	Масса блока т
	длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>		
ФБС 24.3.6 ФБС 24.4.6 ФБС 24.5.6 ФБС 24.6.6	2380	300 400 500 600	580	0,41 0,54 0,7 0,81	0,97 1,3 1,63 1,96
ФБС 12.4.6 ФБС 12.5.6 ФБС 12.6.6		400 500 600		0,26 0,33 0,4	0,64 0,79 0,96
ФБС 12.4.3 ФБС 12.5.3 ФБС 12.6.3		400 500 600		0,13 0,16 0,19	0,31 0,38 0,46
ФБС 9.3.6 ФБС 9.4.6 ФБС 9.5.6 ФБС 9.6.6		300 400 500 600		0,15 0,2 0,24 0,29	0,35 0,47 0,59 0,7
ФБВ 9.4.6 ФБВ 9.5.6 ФБВ 9.6.6	2380	400 500 600	580	0,18 0,2 0,24	0,39 0,49 0,58
ФБП 24.4.6 ФБП 24.5.6 ФБП 24.6.6		400 500 600		0,44 0,53 0,58	1,05 1,26 1,4

Таблица 16 – Сортамент железобетонных плит для ленточных фундаментов

Марка плиты	Размеры плиты, мм			Объем бетона, м³	Масса плиты, т	Эскиз
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>			
ФЛ 32.12 ФЛ 32.8	3200	1180 780	500	1,6 1,05	4 2,62	
ФЛ 28.12 ФЛ 28.8	2800	1180 780		1,37 0,9	3,42 2,24	
ФЛ 24.12 ФЛ 24.8	2400	1180 780		1,14 0,74	2,845 1,865	
ФЛ 20.12 ФЛ 20.8	2000	1180 780		0,98 0,64	2,44 1,595	
ФЛ 16.24 ФЛ 16.12 ФЛ 16.8	1600	2380 1180 780	300	0,99 0,49 0,32	2,47 1,215 0,8	
ФЛ 14.24 ФЛ 14.12 ФЛ 14.8	1400	2380 1180 780		0,84 0,42 0,27	2,11 1,01 0,685	
ФЛ 12.24 ФЛ 12.12 ФЛ 12.8	1200	2380 1180 780		0,7 0,35 0,23	1,76 0,879 0,57	
ФЛ 10.24 ФЛ 10.12 ФЛ 10.8	1000	2380 1180 780		0,61 0,3 0,2	1,52 0,75 0,495	
ФЛ 8.24 ФЛ 8.12	800	2380 1180	300	0,56 0,27	1,395 0,685	
ФЛ 6.24 ФЛ 6.12	600	2380 1180		0,41 0,2	1,04 0,515	

В случае монолитного отдельного фундамента под сборную железобетонную колонну необходимо выполнить следующие конструктивные требования [10, 12, 13]:

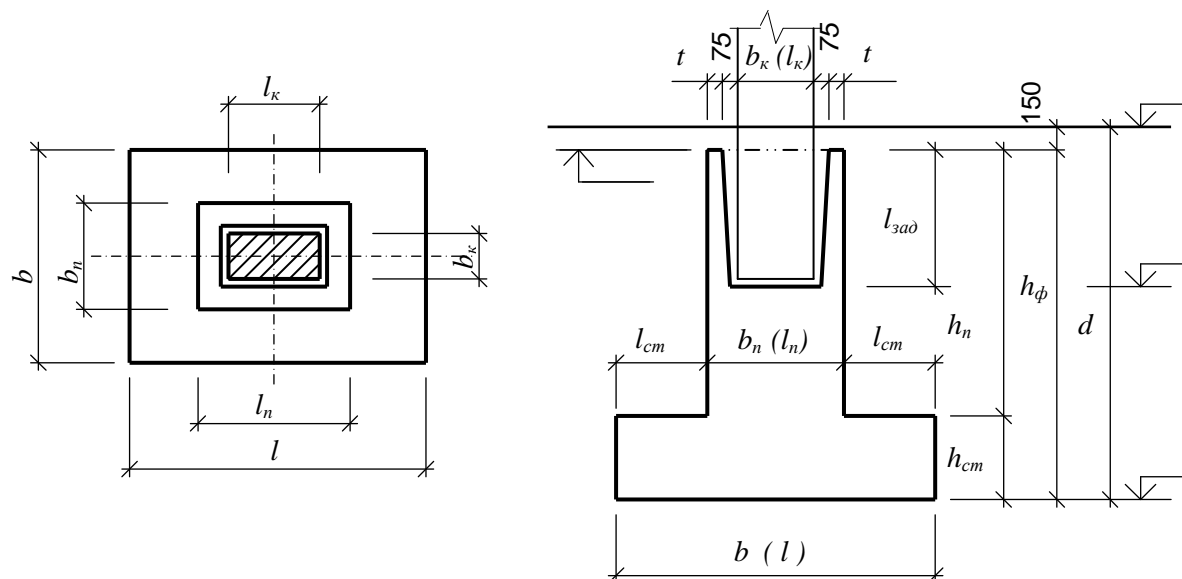


Рисунок 13 – К конструированию отдельного монолитного железобетонного фундамента под сборную железобетонную колонну

Обозначения отдельных элементов фундамента, приведенные на рис.13 следующие:

$b_k(l_k)$ – ширина либо длина сечения железобетонной колонны;

$b_n(l_n)$ – ширина либо длина сечения подколонника;

$b(l)$ – ширина либо длина подошвы фундамента;

l_{cm} и h_{cm} – вылет и высота ступени фундамента;

l_{3ad} – глубина заделки колонны в подколонник фундамента;

h_n – высота подколонника;

h_ϕ – высота фундамента.

Требования кратности размеров при их окончательном назначении:

b, l, h_ϕ, b_n, l_n – кратны 300 мм; l_{cm}, h_{cm} – кратны 150 мм;

$$h_{cm}^{\min} = 150 \text{ мм}; \quad h_{3ad} = 1 \dots 1,4 b_k(l_k); \quad \frac{l_{cm}}{h_{cm}} \leq 2 \quad (\text{при отсутствии специального}$$

армирования ступеней фундамента).

$$t = 0,2 \cdot b_k \quad \text{или} \quad 0,2 \cdot l_k, \quad \text{но не менее } 150 \text{ мм.}$$

При необходимости устраиваем 2-х или 3-х ступенчатый фундамент.

Если общая площадь рассчитанных фундаментов здания превышает 70% от общей площади «пятна» здания, то рационально перейти к плитному варианту фундамента.

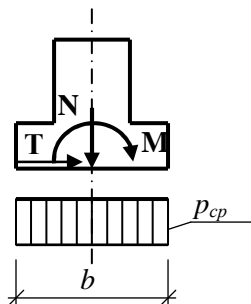
По полученному в результате конструирования значению ширины подошвы b необходимо уточнить расчетное сопротивление грунта R .

4.4 Проверка напряжений под подошвой фундамента

Условия проверки напряжений под подошвой фундамента зависят от степени внецентренности загрузки фундамента.

4.4.1 Центально нагруженный фундамент

Рисунок 14 – К проверке напряжений под подошвой центрально нагруженного фундамента



Требуется выполнение неравенства:

$$p \leq R, \quad (17)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента, определяемое по формуле $p = \frac{N}{A}$, (18)

где A – площадь подошвы фундамента или расчетный участок, м^2 , определяемый для фундамента: с квадратной подошвой как $A = b^2$; с прямоугольной подошвой – $A = b \cdot l$; ленточного – $A = b \cdot 1$.

4.4.2 Внецентренно нагруженный фундамент

Требуется выполнение трех неравенств одновременно:

$$1) p \leq R; \quad (19)$$

$$2) p_{\max} \leq 1,2R; \quad (20)$$

$$3) p_{\min} \geq 0. \quad (21)$$

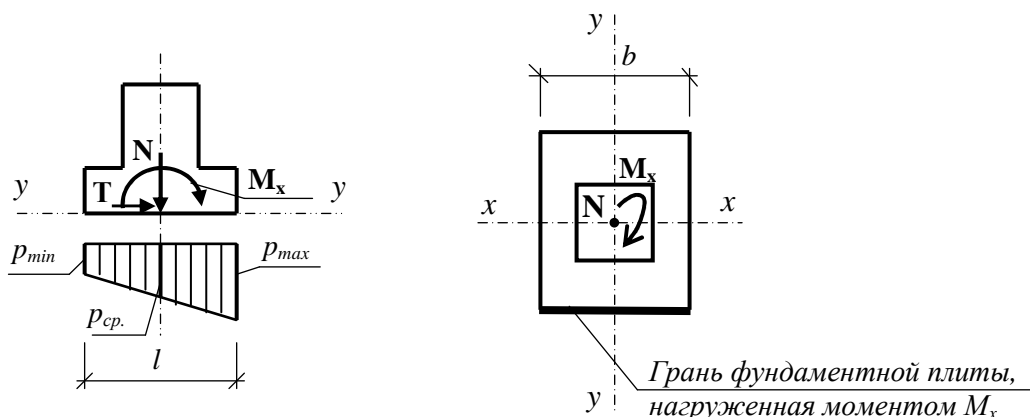
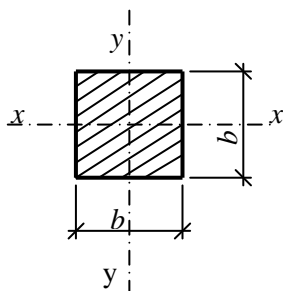


Рисунок 15 – К проверке напряжений под подошвой внецентренно нагруженного фундамента

Максимальное краевое напряжение под подошвой фундамента (при наличии одного момента M_x) рассчитываем по формуле:

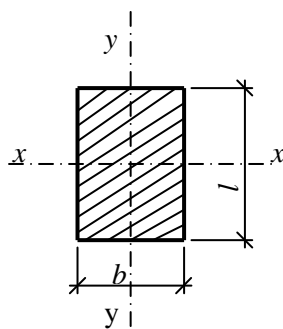
$$p_{\max} = p + \frac{M_x}{W_x}. \quad (22)$$

Момент сопротивления сечения по подошве фундамента W_x равен:
для фундамента с квадратной подошвой –



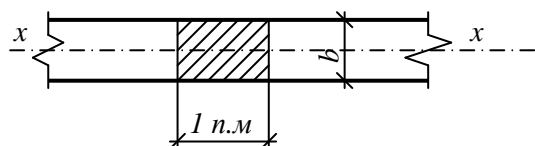
$$W_x = \frac{b^3}{6};$$

для фундамента с прямоугольной подошвой –



$$W_x = \frac{bl^2}{6};$$

для ленточного фундамента –



$$W_x = \frac{b^2 \cdot l_{н.м.}}{6}.$$

Минимальное краевое напряжение на подошве фундамента

$$p_{\min} = p - \frac{M_x}{W_x}. \quad (23)$$

При удовлетворении условий проверки (19-21) переходим к расчету осадок фундаментов. В противном случае увеличиваем площадь подошвы фундамента и повторяем проверочные расчеты.

4.5 Расчет осадки фундамента

Расчет осадки фундамента проводим согласно требованиям нормативной литературы [2] методом послойного суммирования в соответствии с общей схемой распределения нормальных напряжений, (рис. 16).

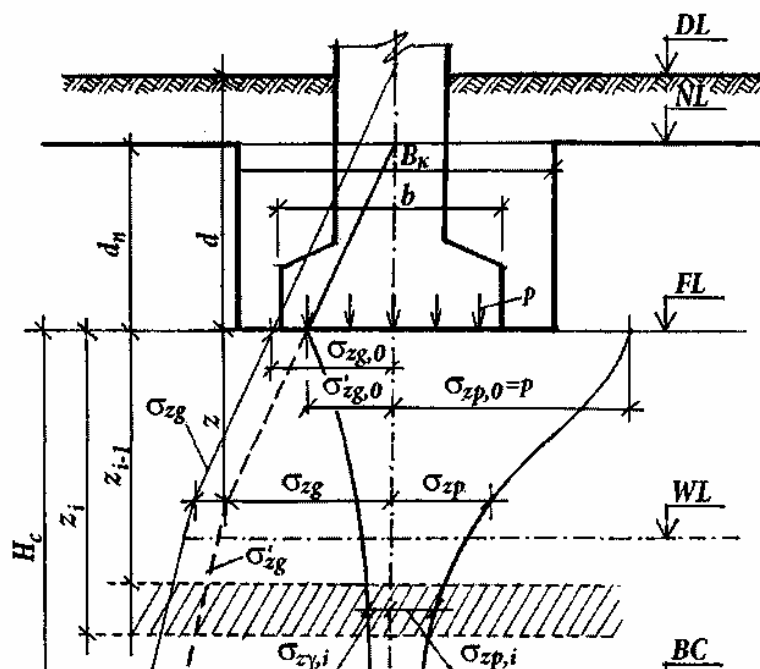


Рисунок 16 – Схема распределения нормальных напряжений в грунтовом основании по вертикальной оси, проходящей через центр фундамента

DL – отметка планировки подсыпкой (или срезкой);

NL – отметка поверхности естественного рельефа;

FL – отметка подошвы фундамента;

WL – отметка уровня подземных вод;

BC – нижняя граница сжатой толщи;

d и d_n – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности естественного рельефа;

b – ширина подошвы фундамента;

B_k – ширина котлована;

p – среднее давление под подошвой фундамента, принимаемое по формуле (18); Толщина элементарного слоя $h=0,2 \cdot b$ или $h=0,4 \cdot b$;

z_i – расстояние от подошвы фундамента до нижней границы каждого элементарного слоя грунта, м.

Расчет осадки фундамента выполняем в табличной форме (см. табл. 18).

σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – напряжения от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы с учетом планировки поверхности грунтового основания подсыпкой (или срезкой).

Напряжения $\sigma_{zg,i}$ и $\sigma_{zg,0}$ определяем по формулам:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_{II(i)} \cdot h. \quad (24)$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II(i)} \cdot d. \quad (25)$$

σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ – напряжения от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы;

Напряжения $\sigma_{zp,i}$ определяем по формуле:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad (26)$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 17 в зависимости от отношения двойной глубины расположения рассматриваемого слоя к ширине фундамента $\zeta_i = 2z_i/b$;

Напряжение $\sigma_{zp,0}$ равно величине среднего давления под подошвой фундамента – p .

σ'_{zg} и $\sigma'_{zg,0}$ – напряжения от собственного веса грунта при природном рельефе на глубине z от подошвы фундамента и на уровне его подошвы определяем по формулам аналогичным (24, 25), но при глубине заложения фундамента равной d_n .

$\sigma_{zy,i}$ и $\sigma_{zy,0} = \sigma'_{zg,0}$ – напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована образованные при естественном рельефе, на глубине z от подошвы фундамента и на уровне его подошвы;

Напряжения $\sigma_{zy,i}$ определяем по формуле:

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_k \sigma'_{zg,0}, \quad (27)$$

где α_k – коэффициент, принимаемый по таблице 17 в зависимости от отношения двойной глубины расположения рассматриваемого слоя к ширине котлована, которая равняется $\zeta_i = 2z/B_k$;

$\sigma'_{zg,0}$ – напряжение от собственного веса грунта, вынутого из котлована, на уровне подошвы фундамента.

H_c – глубина сжимаемой толщи, определяемая на глубине z , где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = k \sigma_{zg}, \quad (28)$$

где k – коэффициент определения нижней границы сжимаемой толщи, принимаемый из условий: а) $k = 0,2$ при $b < 5$ м; б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м; в) при $5 < b < 20$ м коэффициент k определяют интерполяцией.

Расчёт осадки фундамента выполняется по глубине от подошвы фундамента до нижней границей сжимаемой толщи H_c .

Среднее значение напряжения от внешней нагрузки для каждого элементарного слоя:

$$\overline{\sigma}_{zp,i} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zp(i)}}{2}. \quad (29)$$

Среднее значение напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована для каждого элементарного слоя:

$$\overline{\sigma}_{zy,i} = \frac{\sigma_{zy(i-1)} + \sigma_{zy(i)}}{2}. \quad (30)$$

Таблица 17 – Коэффициент α для расчета осадки фундаментов

$\xi=2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta=l/b$, равным						ленточ- ных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Величину максимальной осадки фундамента определим как сумму осадок всех элементарных слоев h_i , в пределах сжимаемой толщи H_c по формуле:

$$S_{max} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\bar{\sigma}_{zp,i} - \bar{\sigma}_{zg,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zg,i} h_i}{E_{e,i}} \quad (31)$$

где β – безразмерный коэффициент, который равняется 0,8;

n – количество слоев, на которые разделена сжимаемая толщина основания;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичной нагрузки;

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичной нагрузки ($E_{e,i} = 5 E_i$).

При расчете осадки фундаментов курсового проекта допускается принять отметку планировки строительной площадки равной отметке поверхности естественного рельефа.

При расчетах осадки фундаментов, которые возводят в котлованах глубиной меньше чем 5 м, допускается в формуле (31) не учитывать вторую составляющую.

Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, осадку фундамента определяют по формуле:

$$S_{max} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (32)$$

где β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{e,i}$, n – такие же, что и в формуле (31).

Пример оформления расчёта осадки фундамента приведен в таблице 18.

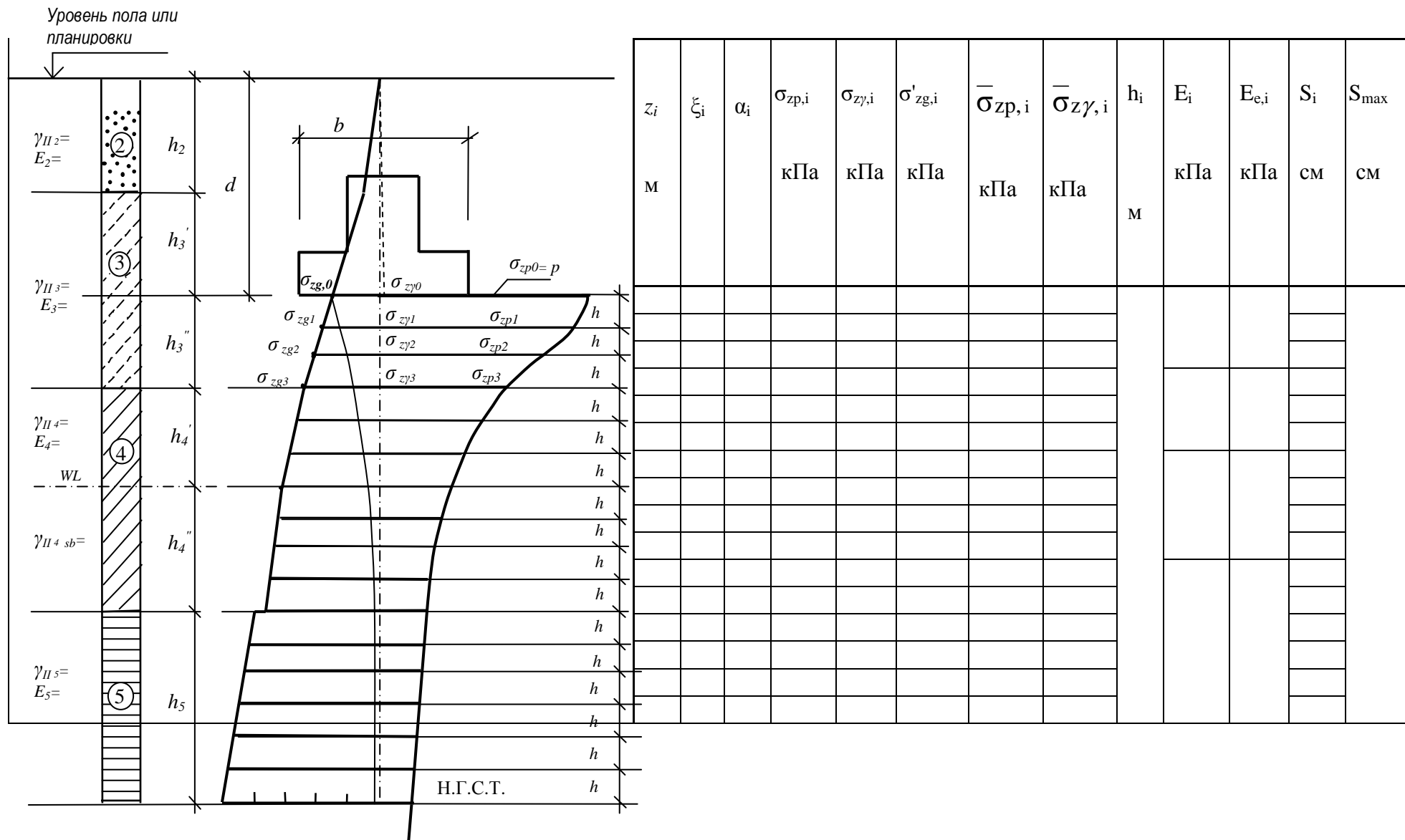
При расчете осадки фундамента следует выполнить проверки по максимальным и относительным деформациям.

Проверка по максимальным деформациям состоит в выполнении условия

$$S_{max} \leq S_{max, u}, \quad (33)$$

где S_{max} , и $S_{max, u}$ – максимальные величины осадки фундамента - расчётная и предельная допустимая, определяемая в зависимости от типа и конструктивных особенностей здания согласно нормативной литературе [2], или по таблице 19.

41



Далее следует выполнить расчет относительных деформаций для двух рядом расположенных фундаментов, связанных общими надземными конструктивными элементами (ригели, балки, фермы, плиты перекрытий, стены).

Расчёт состоит в проверке выполнения неравенства (34). Данные для расчёта принимать в зависимости от сравниваемых типов фундаментов согласно рисунка 17 или рисунка 18.

$$\frac{|S_{\max,1} - S_{\max,2}|}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u, \quad (34)$$

где $S_{\max,1}$ и $S_{\max,2}$ – максимальные величины осадки двух рядом расположенных фундаментов ФМ-1 и ФМ-2; L – расстояние между осями этих фундаментов; $\left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u$ – предельно допустимая относительная неравномерность осадок фундаментов, определяемая по таблице 19.

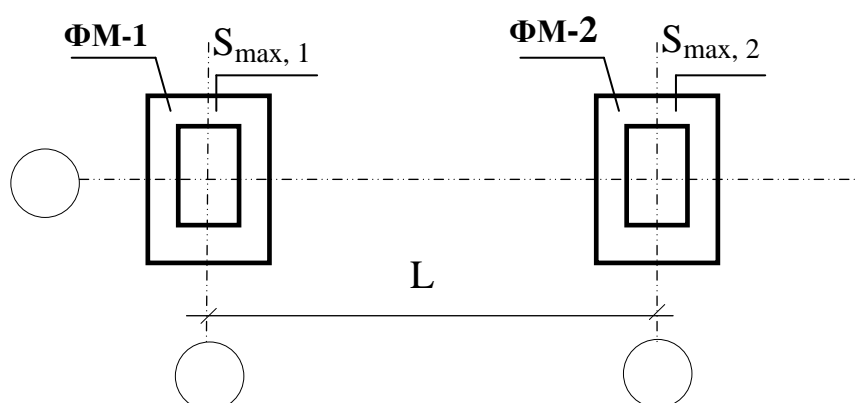


Рисунок 17 – К расчету относительной неравномерности осадок двух отдельных столбчатых фундаментов

Таблица 19 – Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разница осадок ($\Delta s/L$) _u	Крен i_u	Средние \bar{s}_u (в скобках максимальные $s_{\max,u}$) осадки, см
1	2	3	4
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным;	0,002	-	(10)
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также зданий монолитной конструкции;	0,003	-	(15)
стальным;	0,004	-	(15)
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	(18)
2. Здания и сооружения, в конструкциях, в которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(20)

Продолжение таблицы 19

1	2	3	4
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей;	0,0016	0,005	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также зданий монолитной конструкции	0,0024	0,005	18
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
Рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите;	-	0,003	40
то же, сборной конструкции;	-	0,003	30
отдельно расположенный силосный корпус монолитной конструкции;	-	0,004	40
то же, сборной конструкции;	-	0,004	30
отдельно расположенное рабочее здание	-	0,004	25
5. Трубы высотой H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме отмеченных в поз. 4 и 5	-	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные;	-	0,002	20
то же, электрически изолированные;	-	0,001	10
башни радио;	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций;	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые;	0,003	0,003	-
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, конечные, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	-
специальные переходные	0,002	0,002	-

При невыполнении условий (33, 34) необходимо увеличить площадь подошвы, глубину заложения фундаментов, изменить тип используемых фундаментов или улучшить строительные свойства грунтового основания.

Удовлетворение упомянутых условий (17, 19-21, 33, 34) являются обязательными и окончательными этапами для установления размеров фундаментов на естественном основании и перехода к разработке рабочих чертежей.

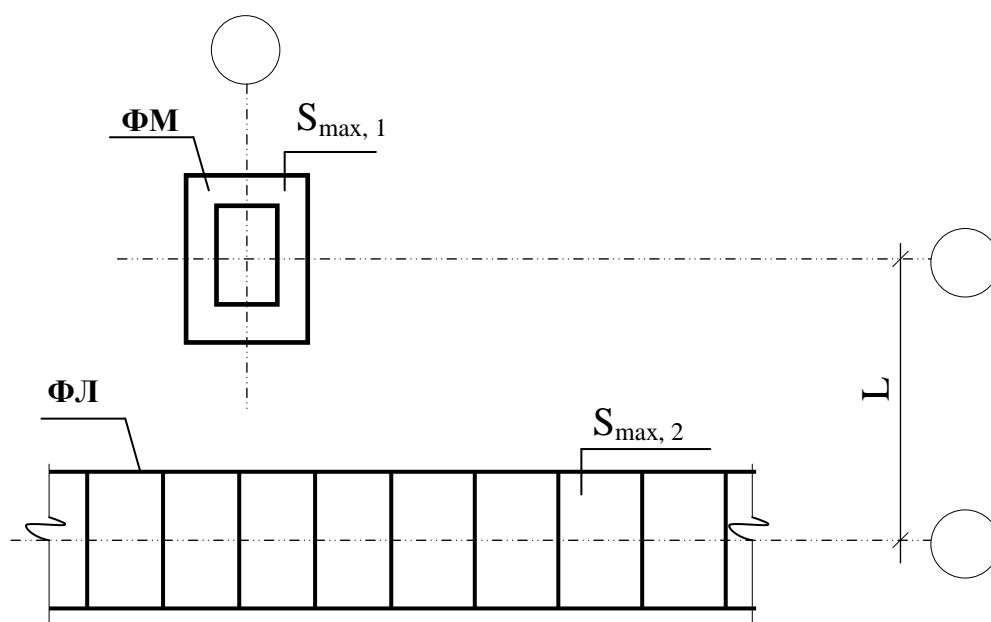


Рисунок 18 – К расчету относительной неравномерности осадок отдельного столбчатого и ленточного фундаментов

5 Расчет свайных фундаментов

5.1 Исходные данные

Исходные данные относительно района строительства, архитектурно-планировочных решений, нагрузок на верхний обрез фундамента принять в соответствии с индивидуальным заданием на проектирование.

Грунтовые условия принимаем для свайного фундамента по данным [11].

Проектируемые сваи – забивные, квадратного сечения с погружением паровоздушным или дизель-молотом.

5.2 Расчет требуемой длины свай

Требуемая длина свай зависит от физико-механических свойств грунтов, конструктивных особенностей проектируемого здания, величины и характера приложенных нагрузок, климатических условий строительства и др.

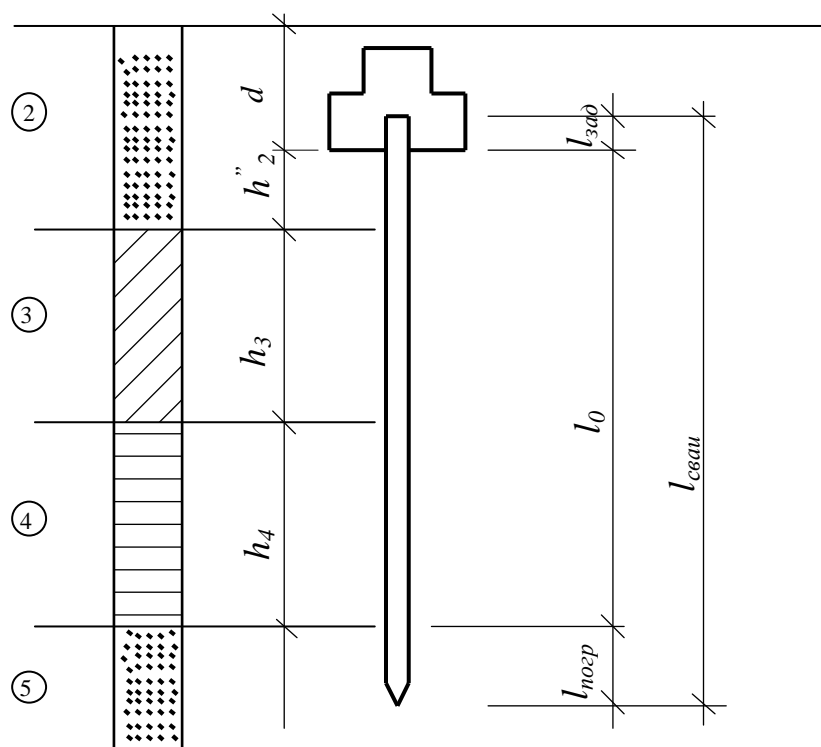


Рисунок 19 – Схема к расчету требуемой длины сваи

Глубину заложения подошвы ростверка определяем из следующих факторов:

- 1) с учетом расчетной глубины промерзания грунта в районе строительства $d \geq d_f$, где d_f определяем аналогично формуле (1) п. 4.2.1;
- 2) с учетом конструктивных особенностей здания (наличие подвала, требований к модульности размеров высот ростверка в целом и его отдельных элементов: $d \geq d_{кон}$.

Принятое значение глубины заложения ростверка d должно быть не менее значений d_f и $d_{кон}$.

При определении глубины погружения острия свай следует выбрать слой грунта (согласно схеме на рис. 19 это слой 4), обладающий высокими значениями физико-механических характеристик. Следует избегать опирания нижних концов свай на глинистые грунты с $I_L > 0,6$ и рыхлые пески. Выбранный слой называется опорным.

Глубину погружения конца свай в опорный слой ($l_{ногр}$) принять не менее:

- 0,5 м в песчаные грунты (крупные, средней крупности) и пылевато-глинистые с $I_L \leq 0,1$;
- 1,0 м в остальные грунты.

Глубину замоноличивания свай в ростверке ($l_{зад}$), по конструктивным соображениям, из условия «жесткой» заделки принимаем не менее $1,0 \dots 1,4 b_{св}$, где $b_{св}$ - сторона сечения сваи или её диаметр.

Минимальная требуемая длина сваи составит:

$$l_{сваи}^{min} = l_{зад} + l_0 + l_{ногр},$$

где l_0 – сумма мощностей слоев грунта, прорезаемых сваями.

Окончательно длину забивных свай, их марку, вес 1 погонного метра устанавливаем с учетом существующих спецификаций (например, табл. 20).

Таблица 20 – Сортамент забивных железобетонных свай

Марка	Сторона поперечного сечения a , мм	Длина, мм		Масса, т	
		призматической части L	острия l	1 м свай	острия
С	200	3 000—6 000	150	0,1	0,01
	250	4 500—6 000	260	0,16	0,03
	300	3 000—12 000	250	0,22	0,05
	350	8 000—16 000	300	0,3	0,06
	400	13 000—16 000	350	0,4	0,08
СН	300	9 000—15 000	250	0,22	0,04
	350	10 000—20 000	300	0,3	0,06
	400	13 000—20 000	350	0,4	0,08
СНпр	200	3 000—6 000	150	0,1	0,01
	250	4 500—6 000	250	0,16	0,03
	300	2 000—15 000	250	0,22	0,04
	350	8 000—20 000	300	0,3	0,06
	400	13 000—20 000	350	0,4	0,08
СНп	300	11 000—15 000	250	0,22	0,04
	350	10 000—20 000	300	0,3	0,06
	400	13 000—20 000	350	0,4	0,08

5.3 Определение расчетной нагрузки на одну сваю

Расчетная нагрузка на 1 сваю определяется по формуле:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (35)$$

где F_d – несущая способность одиночной сваи; γ_k – коэффициент надежности, принимаемый согласно [3]. При настоящем проектировании γ_k принять из следующих условий: 1,4 – при 21 сваи в ростверке и больше; 1,55 – от 11 до 20 свай; 1,65 – от 6 до 10 свай; 1,75 – от 1 до 5 свай.

На основании заданных грунтовых условий для проектирования свайных фундаментов [11] определяем классификационный тип свай по их работе в грунте.

Для «висячих» свай несущую способность одиночной сваи определяем по формуле:

$$F_d = \gamma_C \left(\gamma_{CR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{Cf} f_i h_i \right), \quad (36)$$

где γ_C , γ_{CR} , γ_{Cf} – коэффициенты условий работы сваи и грунта под остриём сваи и по боковой поверхности принимаются равными 1;

u – периметр сваи квадратного сечения равен $4 \cdot b_{св}$;

A – площадь поперечного сечения сваи равна $b_{св}^2$;

h_i – длины расчетных участков, определяем на основании геологического строения района строительства и положения свай в грунте по схеме рисунка 20, расчетные сопротивления грунта под нижним концом сваи R и трению по боковой поверхности f определяем по таблицам 21 и 22.

Максимальное значение для расчетной длины h_i рекомендуется принять 2 м.

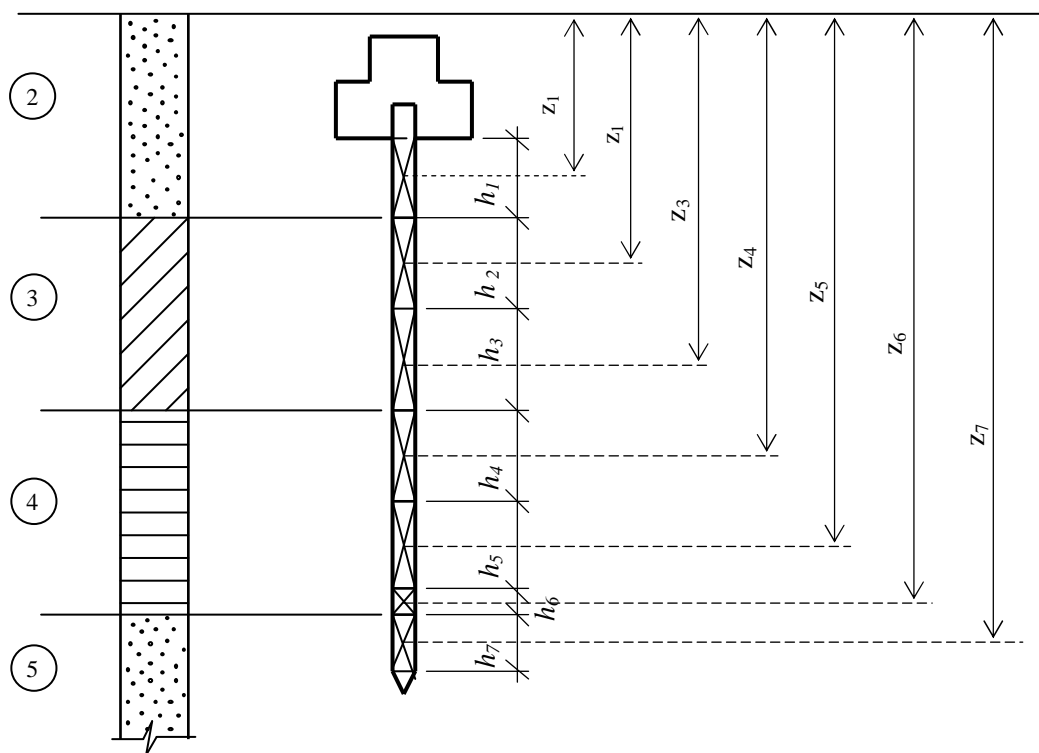


Рисунок 20 – Схема к расчету несущей способности одиночной сваи

Таблица 21 – Расчётные сопротивления свай под нижним концом

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, не заполняемых бетоном, R , тс/м ²						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	глинистых грунтов при показателе консистенции I_L , равной						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	$\frac{660}{400}$	300	$\frac{310}{200}$	$\frac{200}{120}$	110	60
4	830	$\frac{680}{510}$	380	$\frac{320}{250}$	$\frac{210}{160}$	125	70
5	880	$\frac{700}{620}$	400	$\frac{340}{280}$	$\frac{220}{200}$	130	80
7	970	$\frac{730}{690}$	430	$\frac{370}{330}$	$\frac{240}{220}$	140	85
10	1050	$\frac{770}{730}$	500	$\frac{400}{350}$	$\frac{260}{240}$	150	90
15	1170	$\frac{820}{750}$	560	$\frac{440}{400}$	290	165	100
20	1260	850	620	$\frac{480}{450}$	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	560	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140
Примечания: 1. В случаях, когда в табл. 1(1) значения R указаны дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель — к глинам.							

Таблица 22 – Расчётные сопротивления свай трению по боковой поверхности

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности свай и свай-оболочек, f , тс/м ²								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—	—	—
	глинистых грунтов при показателе консистенции I_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,8	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2	1,4	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4	2,9	2,4	1,7	1	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

5.4 Определение предварительного количества свай в ростверке

Количество свай в ростверке (предварительно) определяем по формуле:

$$n' = \frac{N_{II}}{P} + 1. \quad (37)$$

5.5 Конструирование ростверка

Конструирование ростверков осуществляется в плане и в вертикальном сечении.

При конструировании ростверка в плане необходимо выполнение двух требований:

1) взаимное расположение свай должно быть по возможности симметричным, расстояние между сваями не должно быть меньше 3-х ширин (диаметров) свай (см. рис. 21) и не менее 1,0 м «в свету» между наружными краями смежных свай. Назначать межсвайное расстояние больше 6-и ширин (диаметров) свай не рекомендуется;

2) минимальное расстояние, a от края ростверка до наружного края ближайшей сваи не должно превышать величины:

- при одно- и двухрядном расположении свай – $0,2 \cdot b_{св} + 5$ см;
- при трехрядном расположении свай – $0,3 \cdot b_{св} + 5$ см;
- при четырехрядном и более расположении свай – $0,4 \cdot b_{св} + 5$ см,

но во всех случаях не менее 150 мм [12].

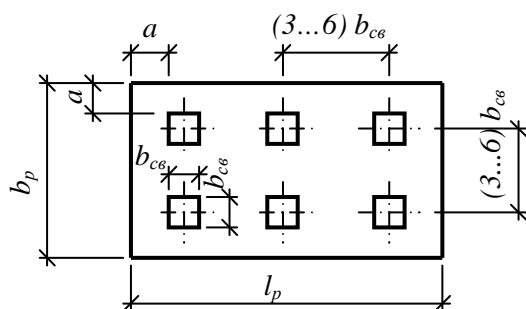


Рисунок 21 – Пример расположения 6-и свай в ростверке

При конструировании ростверка в вертикальной плоскости необходимо соблюдение следующих требований к параметрам согласно рисунка 22.

- $h_{бет}$ – минимум 250 мм;
- $l_{зад}$ – согласно п. 5.2 настоящих методических указаний;
- $h_{стак}$, b_n , l_n – согласно п. 4.3.6 настоящих методических указаний;
- h_p – минимум 1500 мм и далее кратно 300 мм;
- $h_{литы} = l_{зад} + h_{бет}$, но кратно 150 мм.

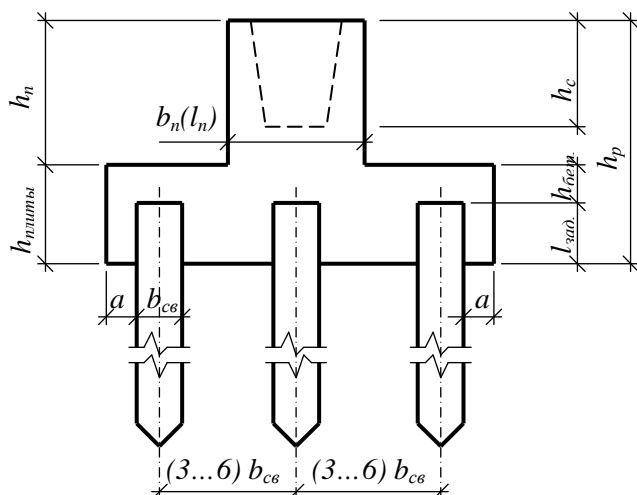


Рисунок 22 – Конструирование ростверка в вертикальной плоскости

5.6 Уточнение количества свай в ростверке

Требуемое количество свай n определим по формуле:

$$n = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{zp} + Q_{св}}{P}, \quad (38)$$

где N_{II} , M_{II} , T_{II} – проектные нагрузки по заданию гл. 7 [11], приложение которых показано на расчётной схеме свайного фундамента согласно рисунку 23;

Q_{zp} – вес грунта на ступенях ростверка;

Q_p – собственный вес ростверка;

$Q_{св}$ – суммарный вес свай в ростверке,

$$(Q_p + Q_{zp}) = \gamma_{wt} \cdot b_p \cdot l_p \cdot d, \quad (39)$$

$$Q_{св} = Q_{In.m} \cdot n \cdot (l_0 + l_{нозп}), \quad (40)$$

где $Q_{In.m}$ – вес одного погонного метра свай определяется по таблице 20.

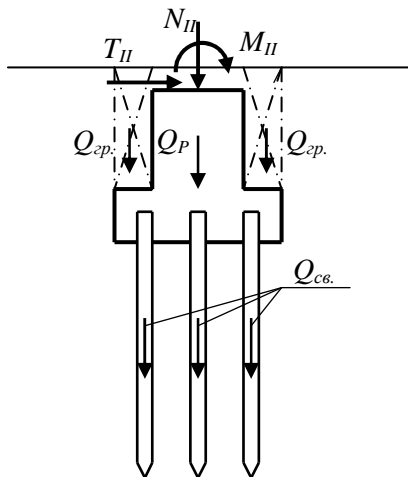


Рисунок 23 – Расчетная схема свайного фундамента

При несовпадении численных значений n по формуле (38) и n_9 по формуле (37) размеры ростверка в плане корректируем.

5.7 Определение фактической нагрузки на сваю

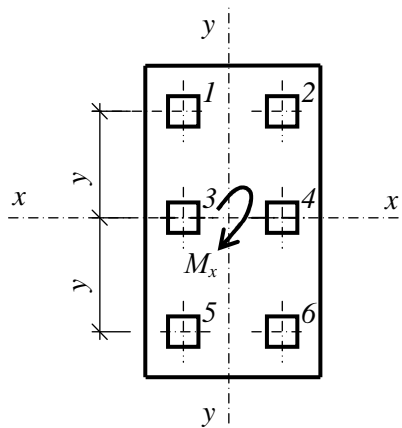


Рисунок 24 – Расположение свай в ростверке и при-
ложение внецентренной нагрузки

На основании данных индивидуального задания необходимо составить схему расположения свай в ростверке по примеру рисунка 24. Далее нужно определить наиболее и наименее нагруженные сваи. Для них производится расчет величин фактических нагрузок по формуле 41.

$$N_i = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{cp} + Q_{св}}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}, \quad (41)$$

где $M_x = M_{II}$ y_i – расстояние от рассматриваемой сваи до главной оси X-X;

$\sum_{i=1}^n y_i^2$ – сумма квадратов расстояний от каждой сваи в «кусте» до главной

оси X-X.

Согласно примеру на рисунке 24 в качестве наиболее нагруженной сваи может быть принята любая из 2-х свай - № 5 или № 6, а в качестве наименее нагруженной, соответственно, № 1 или № 2.

Для наиболее нагруженной сваи должно выполняться неравенство

$$N_i \leq N, \text{ а для наименее нагруженной сваи } N_i \geq 0.$$

5.8 Расчет свайного фундамента по деформациям

Расчёт свайного фундамента по деформациям проводим по одному из 2-х вариантов:

Вариант 1 - для забивных свай длиной до 12 м используем расчетную схему условного фундамента, согласно приложению П 2 [3];

Вариант 2 - для всех остальных свай выполняем расчет согласно приложению П 1 [3].

Расчёт по варианту 1

Для определения величины условной ширины подошвы свайного фундамента $B_{\text{усл}}$ рассмотрим фундамент в сечении 1-1, а для определения условной длины $L_{\text{усл}}$ в сечении 2-2 согласно рисунку 25.

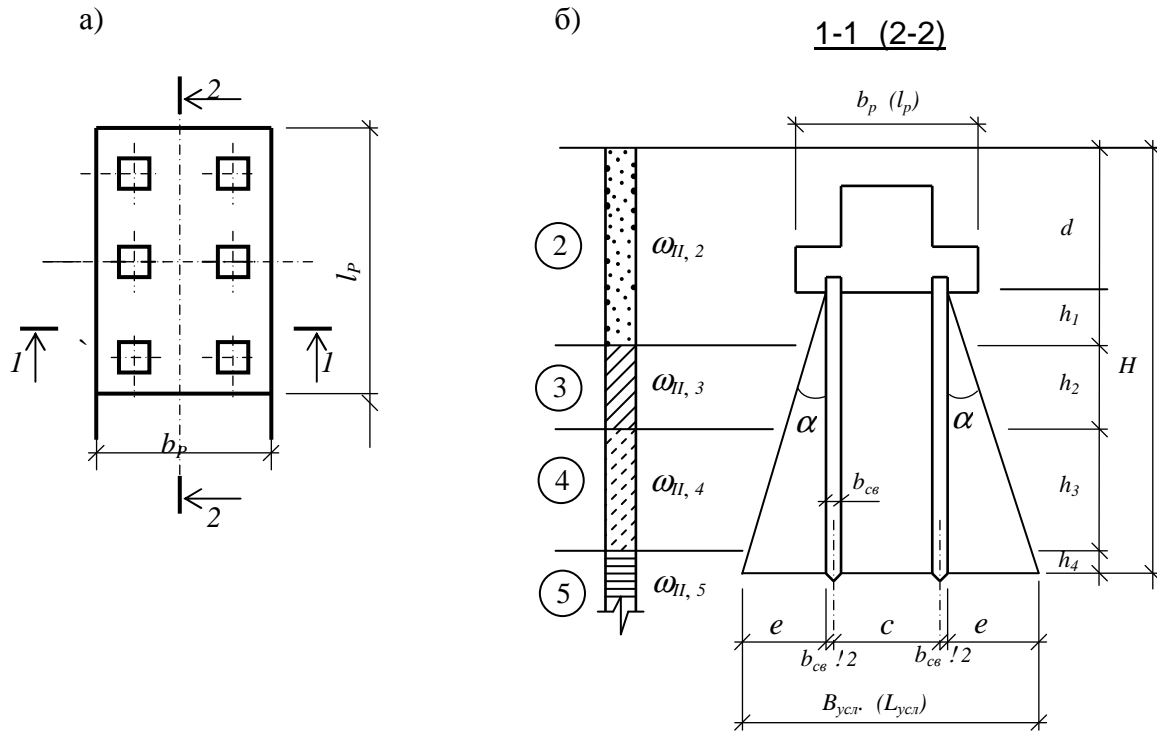


Рисунок 25 – Схема к расчету условной ширины (длины) подошвы свайного фундамента

Угол α рассчитываем по формуле: $\alpha = 0,25 \varphi_{\text{ср}}$, (42)

где $\varphi_{\text{ср}}$ – средневзвешенное значение угла внутреннего трения всех слоев грунта, прорезаемых сваями от подошвы ростверка до плоскости условной подошвы свайного фундамента, которое определяем по формуле:

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{\text{III}i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (43)$$

где n – количество слоев грунта между подошвой ростверка и плоскостью условной подошвы свайного фундамента.

Ширину и длину условной подошвы определяем по формуле:

$$B_{\text{усл}} \text{ или } (L_{\text{усл}}) = m \cdot c + b_{\text{св}} + 2e, \quad (44)$$

где m – количество рядов свай в сечении 1-1 (2-2) согласно рисунку 25а, уменьшен-

ное на 1. Величину e рассчитываем по формуле:
$$e = tg\alpha \cdot \sum_{i=1}^n h_i.$$

5.8.1 Проверка величин нормальных напряжений по подошве условного свайного фундамента

5.8.1.1 Определение расчетного сопротивления грунта

Расчетное сопротивление R грунта основания условного свайного фундамента определяем по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left(M_{\gamma} k_z B_{ycl} \gamma_{II} + M_q H \gamma'_{II} + M_C c_{II} \right), \quad (45)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} , k , M_{γ} , M_q , M_C , k_z – те же коэффициенты и параметры, что и в формуле (5); γ'_{II} – усредненное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы условного свайного фундамента, определяемого согласно схеме рисунка 24 по формуле (7); H – глубина заложения подошвы условного свайного фундамента.

5.8.1.2 Проверка напряжений под подошвой условного свайного фундамента

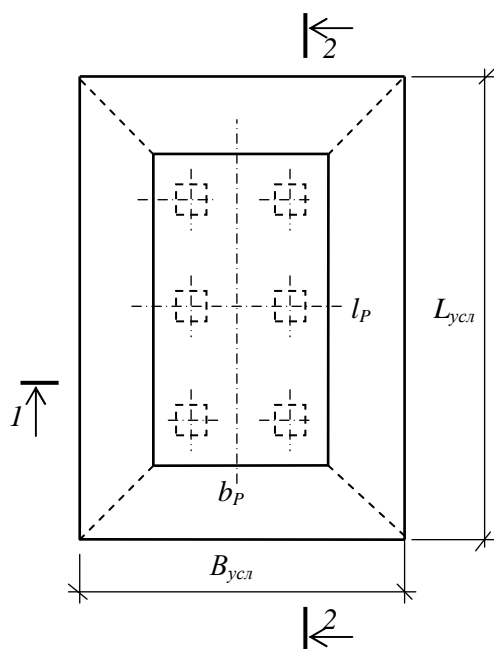
Проверка величин нормальных напряжений под подошвой условного свайного фундамента состоит в выполнении неравенства

$$p \leq R, \quad (46)$$

где p – среднее давление под подошвой определяем по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{zp} + Q_{cs}}{A_{ycl}}. \quad (47)$$

а)



б)

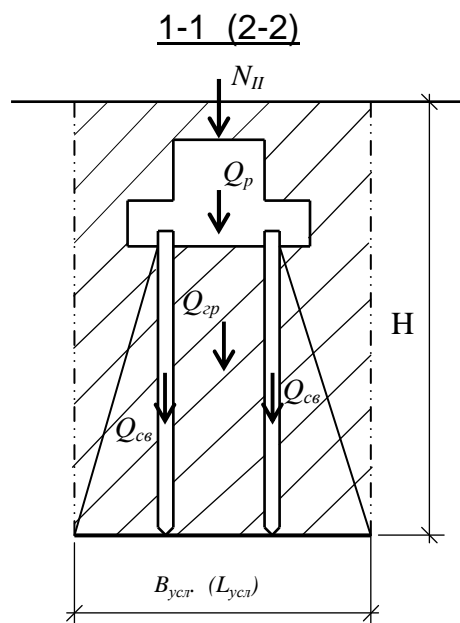


Рисунок 26 – Схема к расчету среднего давления под подошвой условного свайного фундамента

Значения N_{II} , Q_p , $Q_{св}$ те же, что и в формуле (38). $Q_{ср}$ – собственный вес всего массива грунта, оказывающего давление на площади $A_{усл}$

$$Q_{ср} = A_{усл} \cdot H \cdot \gamma_{II}^I. \quad (48)$$

Площадь подошвы условного свайного фундамента $A_{усл}$ определяем в зависимости от типа ростверка:

- для ростверка квадратного в плане – $A_{усл} = (B_{усл})^2$;
- для ростверка прямоугольного в плане – $A_{усл} = B_{усл} \cdot L_{усл}$;
- для ленточного ростверка – $A_{усл} = B_{усл} \cdot 1$.

5.8.1.3 Расчет осадки свайного фундамента

Расчет осадки свайного фундамента производим как для фундамента на естественном основании (п. 4.5 методических указаний). За расчётную принимается подошва условного свайного фундамента с размерами согласно рисунку 26.

Расчет состоит из 3-х частей:

- 1) собственно расчет величин максимальных осадок отдельных свайных фундаментов;
- 2) проверка допустимости величин максимальных деформаций основания;
- 3) проверка допустимости величин относительных деформаций рядом расположенных и конструктивно связанных надземной частью здания фундаментов.

Расчет максимальных осадок свайных фундаментов следует выполнять в табличной форме аналогично расчету для фундамента неглубокого заложения.

Проверка величин максимальных и относительных деформаций основания сводится к проверке соблюдения неравенств по формулам (31) и (32).

Величины предельно допустимых деформаций $S_{max,u}$ и $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$ находятся в зависимости от конструктивного типа здания согласно нормативной литературе [2] или таблице 19.

Расчёт по варианту 2

Осадку одиночной сваи S_i под действием вертикальной нагрузки P определяем по формуле (49):

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P}, \quad (49)$$

где S_e – упругая составляющая осадки сваи, которую определяют по формуле (50) при нагрузке на сваю P_e ;

P_e – нагрузка, кН, которая ограничивает линейный участок общей осадки сваи (предел пропорциональности); При отсутствии результатов натурных испытаний свай принимают $P_e = 0,5P_u$;

P_u – величина предельного сопротивления сваи, т.е. нагрузка при которой исчерпывается несущая способность основания.

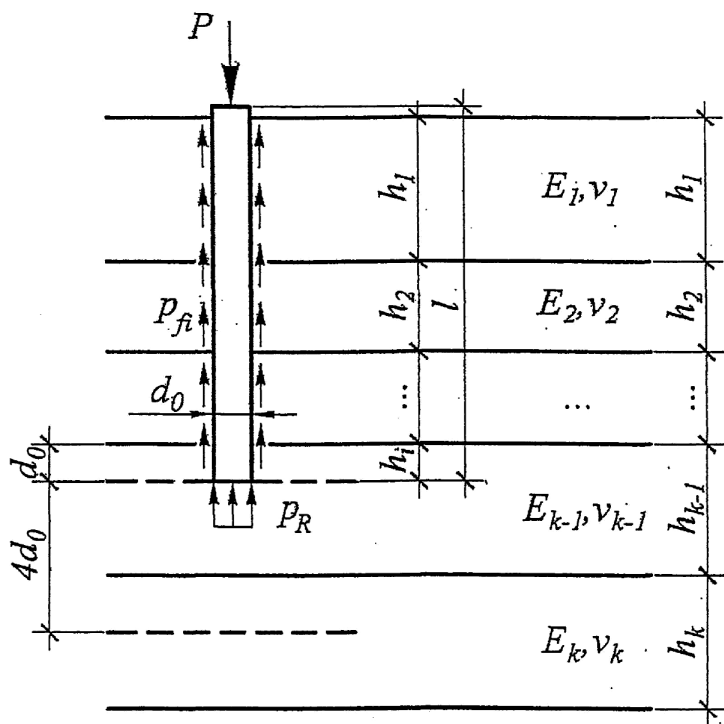


Рисунок 27 – Схема расчета осадки одиночной сваи

P – вертикальная нагрузка на сваю $P = P_f + P_R$. P_f – часть нагрузки, которая передается на грунтовое основание боковой поверхностью сваи, $P_f = u \sum p_{fi} h_i$; u – периметр сваи; p_{fi} – удельное сопротивление i -го слоя грунтового основания по боковой поверхности сваи; h_i – толщина i -го слоя грунта, которая контактирует с боковой поверхностью сваи;

P_R – часть нагрузки, которая передается на грунтовое основание нижним концом сваи, $P_R = p_R A$; p_R – удельное сопротивление грунтового основания под нижним концом сваи; A – площадь опоры сваи на грунт.

Предельное сопротивление сваи принять $P_u = 1,25 F_d$.

Упругая составляющая осадки сваи определяется по формуле (50):

$$s_e = 2(1 + \nu) \frac{Pc}{El} + \frac{Pl(1+b)}{2E_0F}, \quad (50)$$

где ν – коэффициент поперечной деформации грунта; c – коэффициент осадки, который определяют по таблице 23; E – приведенный модуль деформации грунта, кПа, определяют по формуле (51); r_0 – радиус сваи, м; l – длина сваи, м; E_0 – модуль упругости материала ствола сваи, кПа; F – площадь поперечного сечения ствола сваи, м²; b – коэффициент, который определяет часть нагрузки, передаваемой нижним концом сваи и определяется по таблице 24.

$$E = (1 - b) k_f E_f + k_p b E_p, \quad (51)$$

где E_f – осредненный в пределах длины сваи модуль деформации грунтового основания на контакте с боковой поверхностью сваи, кПа, определяют по формуле (52):

$$E_f = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{\sum h_i}, \quad (52)$$

где E_i – модуль деформации i -го слоя грунтового основания в пределах боковой поверхности сваи, кПа; h_i – толщина i -го слоя грунтового основания в пределах боковой поверхности сваи, м; E_p – модуль деформации под нижним концом сваи, кПа, определяется в пределах одного диаметра выше и четырех ниже отметки нижнего конца сваи; k_E – отношение усредненных модулей деформации под нижним концом и в пределах боковой поверхности сваи $k_E = E_p / E_f$; k_f – коэффициент условий работы грунта вдоль боковой поверхности сваи определяют по таблицам 27, 28; k_p – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи определяют по таблицам 29, 30; r – приведенный радиус сваи, $r = d_0 / 2l$; d_0 – диаметр круглой или сторона квадратной сваи, м.

Таблица 23 – Значения коэффициента c

r_0/l	Значения c при k_E						
	1	2	3	5	10	20	100
0,010	0,796	0,733	0,675	0,579	0,425	0,277	0,073
0,015	0,729	0,653	0,585	0,482	0,333	0,205	0,050
0,020	0,682	0,595	0,522	0,417	0,275	0,164	0,039
0,025	0,645	0,550	0,474	0,368	0,235	0,136	0,031
0,030	0,615	0,514	0,436	0,332	0,206	0,117	0,026
0,035	0,590	0,484	0,405	0,302	0,184	0,103	0,023
0,040	0,568	0,458	0,378	0,278	0,166	0,092	0,020
0,050	0,531	0,416	0,336	0,241	0,140	0,076	0,016
0,060	0,502	0,383	0,304	0,213	0,121	0,065	0,014
0,080	0,456	0,333	0,257	0,175	0,097	0,051	0,011
0,100	0,421	0,297	0,224	0,149	0,081	0,042	0,009

Таблица 24 – Значения коэффициента b

r_0/l	Значения b при k_E						
	1	2	3	5	10	20	100
0,010	0,038	0,128	0,203	0,320	0,503	0,677	0,915
0,015	0,050	0,169	0,261	0,396	0,585	0,745	0,938
0,020	0,061	0,204	0,309	0,454	0,642	0,788	0,950
0,025	0,072	0,235	0,350	0,500	0,683	0,817	0,958
0,030	0,081	0,262	0,384	0,538	0,715	0,839	0,964
0,035	0,089	0,286	0,414	0,569	0,740	0,855	0,968
0,040	0,097	0,309	0,441	0,595	0,761	0,869	0,971
0,050	0,111	0,347	0,485	0,639	0,793	0,888	0,976
0,060	0,123	0,380	0,522	0,672	0,817	0,902	0,979
0,080	0,144	0,435	0,579	0,722	0,850	0,922	0,984
0,100	0,159	0,476	0,621	0,756	0,871	0,934	0,986

Осадку группы свай рассчитывают по методике, учитывающей взаимное влияние свай в фундаменте. Осадку i -ой сваи в фундаменте S_i определяют по формуле (53):

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij}, \quad (53)$$

где S_i – осадка одиночной сваи от нагрузки P , которую определяют по формуле (49); p_j – нагрузка на j -ую сваю в фундаменте; s_{ij} – осадка i -ой сваи под действием единичной нагрузки на j -ую сваю в фундаменте, которую определяют по формуле (54):

$$s_{ij} = 2(1+\nu) \frac{w_j k_b}{El}, \quad (54)$$

где w_j – коэффициент, определяемый по таблице 25 в зависимости от приведенного радиуса сваи и расстояния между i -ой и j -ой сваями; k_b – коэффициент, определяемый по таблице 26; a – расстояние между сваями.

Коэффициенты условий работы грунтового основания вдоль боковой поверхности сваи k_f и под нижним концом сваи k_p , допускается принимать:

а) коэффициент k_f для висячих забивных свай и свай, погружаемых без выемки грунта k_{f1} по таблице 28; для висячих набивных, буровых и буроинекционных свай k_{f2} – по таблице 27;

б) коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи k_{p1} для висячих забивных свай и свай, погружаемых без выемки грунта в песчаные грунты, по таблице 29; в глинистые k_{p2} – по таблице 30; для висячих набивных, буровых и буроинекционных свай $k_p = 1$.

Таблица 25 – Значения коэффициента w_j

$\frac{a}{2r_0}$	Значения w_j при r_0/l										
	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
1	0,673	0,608	0,561	0,525	0,496	0,471	0,450	0,415	0,386	0,342	0,309
2	0,565	0,501	0,455	0,420	0,391	0,367	0,346	0,313	0,285	0,244	0,213
3	0,503	0,439	0,393	0,359	0,331	0,307	0,287	0,254	0,229	0,189	0,161
5	0,424	0,361	0,317	0,283	0,256	0,234	0,215	0,185	0,162	0,128	0,105
8	0,352	0,291	0,248	0,216	0,191	0,171	0,154	0,128	0,109	0,083	0,067
12	0,291	0,232	0,192	0,163	0,141	0,123	0,109	0,089	0,074	0,055	0,044
18	0,232	0,176	0,141	0,116	0,098	0,084	0,074	0,059	0,049	0,036	0,029
25	0,187	0,136	0,105	0,085	0,071	0,061	0,053	0,042	0,035	0,026	0,021
36	0,141	0,098	0,074	0,059	0,049	0,042	0,036	0,029	0,024	0,018	0,014
55	0,096	0,064	0,048	0,038	0,032	0,027	0,024	0,019	0,016	0,012	0,009
90	0,059	0,039	0,029	0,023	0,019	0,016	0,014	0,012	0,010	0,007	0,006
170	0,031	0,020	0,015	0,012	0,010	0,009	0,008	0,006	0,005	0,004	0,003
500	0,010	0,007	0,005	0,004	0,003	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001
1000	0,005	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001

Таблиця 26 – Значення коефіцієнта k_b

$\frac{a}{2r_0}$	Значення k_b при k_E						
	1	2	3	5	10	20	100
1	1,000	1,076	1,124	1,183	1,252	1,303	1,360
2	1,000	1,060	1,098	1,145	1,200	1,242	1,289
3	1,000	1,047	1,077	1,114	1,158	1,192	1,231
5	1,000	1,028	1,047	1,070	1,100	1,123	1,151
8	1,000	1,013	1,023	1,036	1,053	1,067	1,085
12	1,000	1,005	1,009	1,016	1,025	1,033	1,044
18	1,000	1,001	1,002	1,005	1,009	1,013	1,019
25	1,000	1,000	1,000	1,001	1,002	1,004	1,007
36	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Таблиця 27 – Значення коефіцієнта k_p

Палі й способи їх влаштування	Коефіцієнт умов роботи ґрунту k_p			
	у пісках	у супісках	у суглинках	у глинах
1. Набивні при забиванні інвентарної труби з наконечником	1,1	1,1	1,1	1,2
2. Набивні віброштамповані	1,3	1,3	1,3	1,5
3. Бурові, зокрема з розширенням, що бетонуються: а) за відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб і буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у стійких ґрунтах;	1	1	1	1
б) під водою або під глинистим розчином, а також буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у нестійких ґрунтах;	0,9	0,9	0,9	1
в) жорсткими бетонними сумішами, що укладають за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	1,1	1,1	1,1	1,1
4. Бурунабивні, порожнисті круглі, що влаштовують за відсутності води в свердловині за допомогою вібросердечника	1,1	1,1	1,1	1,2
5. Палі-оболонки, що занурюють вібруванням з вийманням ґрунту	1,4	1,3	1	1
6. Палі-стовпи	1	1	1	1
7. Буроін'єкційні, виготовлені під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з опресуванням тиском 200–400 кПа	1,3	1,1	1,1	1,3

Таблиця 28 – Значення коефіцієнта k_{fl}

Способи занурення забивних паль і паль-оболонок без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі k_{fl}
1. Занурення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічним (підвісним), пароповітряними і дизельними молотами	1,4
2. Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше ніж 1 м нижче забою свердловини при її діаметрі: а) що дорівнює стороні квадратної палі; б) на 0,05 м менше ніж сторона квадратної палі; в) на 0,15 м менше ніж сторона квадратної чи діаметр палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі)	0,7 0,9 1,4
3. Занурення з підмивом у піщані ґрунти за умови добивання палі на останньому етапі занурення без використання підмиву на 1 м і більше	1,3
4. Вібросанурення паль-оболонок, вібросанурення і вібровдавлювання паль у ґрунти: а) піщані середньої щільності: крупні і середньої крупності, дрібні, пилуваті; б) глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$: супіски, суглинки, глини; в) глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$	1,4 1,4 1,4 1,3 1,3 1,5 1,4
5. Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль із відкритим нижнім кінцем: а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше; б) те саме, від 0,4 м до 0,8 м	1,4 1,4
6. Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням у нижньому кінці палі камуфлетного уширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в глинистих ґрунтах із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі уширення, що дорівнює: а) 1,0 м незалежно від виду ґрунту; б) 1,5 м у пісках і супісках; в) 1,5 м у суглинках і глинах	1,4 1,4 1,4
7. Занурення паль вдавлюванням: а) у піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні; б) у піски пилуваті; в) у глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$; г) те саме, $I_L \geq 0,5$	1,4 1,1 1,4 1,4

Таблиця 29 – Значення коефіцієнта k_{p1}

Глибина закладання нижнього кінця палі h , м	Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижній кінцем палі k_{p1} для піщаних ґрунтів				
	гравелистих	крупних	середньої крупності	дрібних	пилуватих
3	6,0	5,9	4,1	4,9	4,3
4	4,8	4,8	3,3	4,1	3,6
5	4,1	4,0	2,9	3,5	3,1
7	3,3	3,2	2,3	2,9	2,6
10	2,6	2,4	1,9	2,4	2,2
12	2,3	2,1	1,7	2,2	2,0
15	2,0	1,8	1,5	2,0	1,8
18	1,8	1,6	1,3	1,8	1,6
20	1,7	1,5	1,2	1,7	1,5
25	1,5	1,2	1,1	1,5	1,3
30	1,3	1,1	1,0	1,3	1,2

Таблиця 30 – Значення коефіцієнта k_{p2}

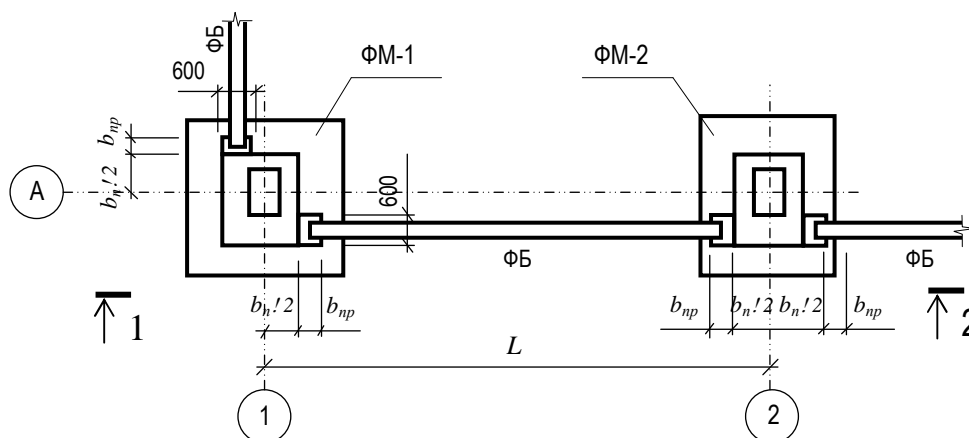
Глибина закладання нижнього кінця палі h , м	Коефіцієнт умов роботи ґрунту k_{p2} для глинистих ґрунтів з показником текучості I_L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	11,6	8,7	6,5	5,0	4,2	3,5	2,7
4	10,6	8,0	6,0	4,7	3,9	3,2	2,4
5	9,6	7,2	5,5	4,3	3,5	2,8	2,1
7	8,3	6,2	4,8	3,8	3,1	2,5	1,8
10	7,1	5,3	4,2	3,4	2,7	2,1	1,5
12	6,6	4,9	4,0	3,2	2,6	2,0	1,4
15	5,8	4,4	3,6	3,0	2,4	1,8	1,2
18	5,4	4,0	3,4	2,8	2,3	1,7	1,1
20	5,1	3,8	3,2	2,7	2,2	1,6	1,0
25	4,7	3,5	3,0	2,6	2,1	–	–
30	4,3	3,2	2,8	2,4	1,9	–	–

6 Подбор фундаментных балок (рандбалок)

Подбор фундаментных балок осуществляем на основе: объемно-планировочных решений здания; принятых конструктивных форм фундамента; конструктивных требований к размещению фундаментных балок в плане и сечении; существующего сортамента сборных железобетонных фундаментных балок.

Фундаментные балки промышленных и гражданских зданий располагаются в плане под ограждающей конструкцией и опираются на «приливы» в соответствии с рисунком 28.

a)



6)

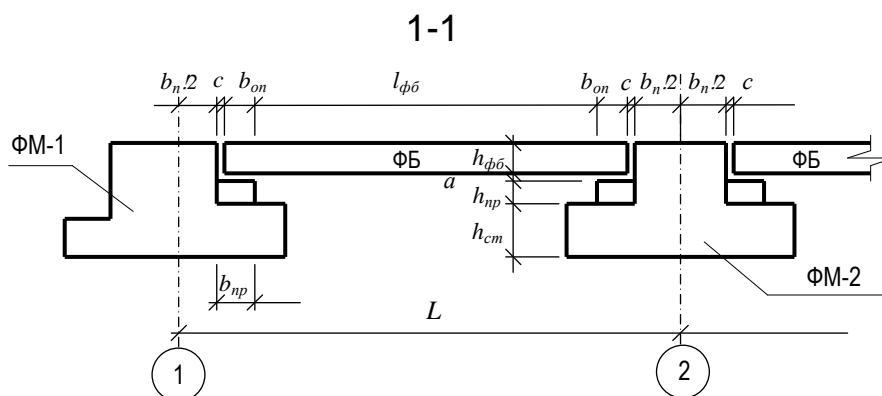


Рисунок 28 – Конструирование расположения фундаментных балок: а – в плане;
б – в вертикальном сечении

Подбор конкретной марки фундаментной балки и конструирование ее расположения в вертикальной плоскости осуществляем в несколько последовательных этапов:

- 1) из таблиц 31 или 32, в зависимости от шага колонн, подбираем высоту балки – $h_{ф.б.}$;
- 2) учитывая, что $a=20$ мм, определяем требуемую высоту прилива – h_{np} ;
- 3) максимальную допустимую длину фундаментной балки рассчитываем по формуле:

$$l_{\phi.\bar{\phi}.} = L - b_n - 2c, \quad (55)$$

где c – минимальный просвет между торцом балки и подколонником, равный 20 мм;

4) по сортаменту фундаментных балок (табл. 31 или 32) осуществляем подбор наиболее близкой балки по длине к рассчитанному по формуле (55);

5) величину b_{np} рассчитываем по формуле:

$$b_{np} \geq b_{on} + c, \quad (56)$$

где b_{on} назначаем из условия $b_{on}/120$ мм. Окончательный размер b_{np} принимаем кратным 150 мм;

6) корректируются размеры подколонника в зависимости от ширины выбранной балки.

Таблица 31 – Сортамент фундаментных балок для шага колонн 12 м

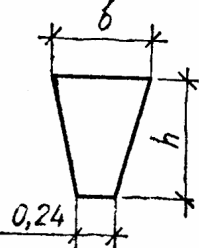
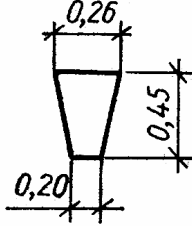
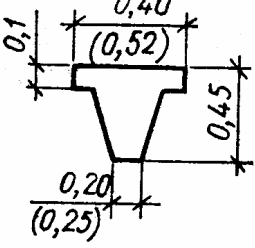
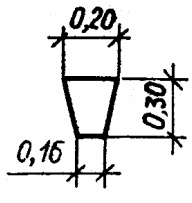
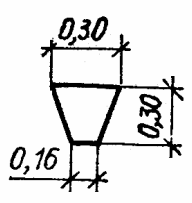
Сечение балки	Марка	Размеры, мм			Расход бетона, м³
		длина	высота	ширина	
	ФБН1	10700	400	300	1,16
	ФБН1-К	10200			1,11
	ФБН2	10700	600	400	2,05
	ФБН2-К	10200			1,95
	ФБН3	11960	400	300	1,29
	ФБН4	11960			2,29
			600	400	

Таблица 32 – Сортамент фундаментных балок для шага колонн 6 м

Сечение балки	Длина, мм	Масса, т	Сечение балки	Длина, мм	Масса, т
	5950	1,6		5950	0,8
	5050	1,3		5050	0,7
	4750	1,2		4750	0,7
	4450	1,2		4450	0,6
	4300	1,1		4300	0,6
	5950	1,8		5950	1,0
	5050	1,5		5050	0,9
	4750	1,4		4750	0,8
	4450	1,3		4450	0,8
	4300	1,3		4300	0,8

Рабочий чертеж фундаментов и пояснительная записка с расчетами выполняются в соответствии с требованиями нормативных документов [14, 15].

Пример компоновки рабочего чертежа фундаментов на естественном основании и свайных показан на рисунке 30.

Геологический разрез

МГ 1 : 1000; МВ 1 : 100;

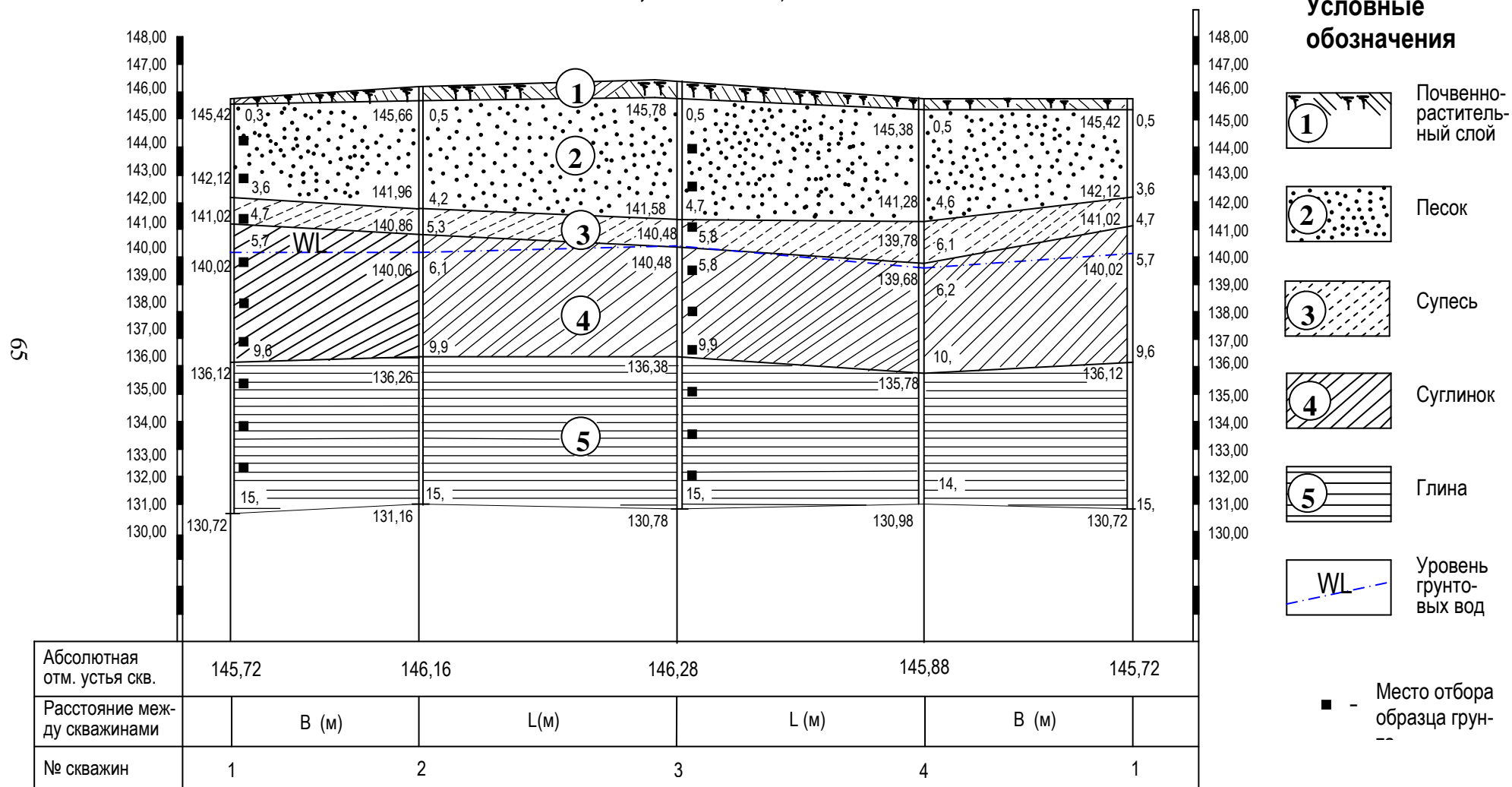


Рисунок 29 – Геологический разрез



Рисунок 30 – Компоновка рабочего чертежа фундаментов

Список литературы

1. Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Яковлев А. В., Петраков О. О., Швець В. Б., Школа О. В., Біда С. В., Винников Ю. Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти.- Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основания и фундаменты сооружений.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. ЗМІНА №1 Пальові фундаменти. Видання офіційне. – 2011.
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Строительная климатология.
5. ДБН А.2.1-1-2014. Инженерные изыскания для строительства.
6. ДСТУ Б А.2.4-13-97. Условные обозначения в инженерно-изыскательской документации.
7. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
8. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 303 с.
9. Руководство по проектированию свайных фундаментов. НИИОСП. 2012. – 350 с.
10. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
11. Методические указания и задания к выполнению курсового проекта по учебной дисциплине “Основания и фундаменты”. Индивидуальные задания (для студентов всех форм обучения направления подготовки 0601 Строительство)/Харьков. нац. ун-т город. хоз-ва им. А. Н. Бекетова, составители Бронжаев М. Ф., Яковлев Е. А., Мишурова М. Г. – Харьков: ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2015. – 75с.
12. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие./ Под ред. д.т.н., проф. А.В. Голышева.– К.: Будівельник, 1985, – 496 с.
13. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01 – 84 и СНиП 2.02.01 – 83)/ – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 112 с.
14. ДСТУ Б А.2.4-7–2009. Правила виконання архітектурно будівельних робочих креслень.
15. ДСТУ 1.5:2003. Правила побудови, викладення, оформлення та вимоги до змісту нормативних документів (ISO/IEC Directives – Part.2:200, NEQ).

Навчальне видання

Методичні вказівки
до виконання курсового проекту
з дисципліни

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ МЕТОДИКА ВИКОНАННЯ

*(для студентів всіх форм навчання
за напрямом підготовки 6.060101 – Будівництво)*

(рос. мовою)

Укладачі: **БРОНЖАЄВ** Михайло Федорович
ЯКОВЛЄВ Євгеній Андрійович
МІШУРОВА Марія Геннадіївна

Відповідальний за випуск: *А. Є. Ачкасов*

Редактор *З. І. Зайцева*

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2015, поз. 13М

Підп. до друку 08.05.2015
Друк на різнографі
Зам. №

Формат 60х90/8
Ум. друк. арк. 4,0
Тираж 50 пр.

Виконавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК 4705 від 28.03.2014 р.